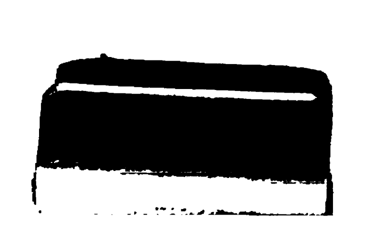




DER
WASSERBAU

NACH DEN VORTRÄGEN,

GEHALTEN AM

FINNLÄNDISCHEN POLYTECHNISCHEN INSTITUTE IN HELSINGFORS

VON

M. STRUKEL,
PROFESSOR DER INGENIEURWISSENSCHAFTEN.

I. TEIL,

ENTHALTEND:
URSPRUNG, VORKOMMEN UND EIGENSCHAFTEN DES WASSERS;
STAUWERKE; FISCHWEGE.

ZWEITE AUFLAGE.
MIT 103 TEXTFIGUREN UND 15 TAFELN.



HELSINGFORS.
FÖRLAGS-A. B. HELIOS.

LEIPZIG.
A. TWIETMEYER.

1904.

KUOPIO 1904.
GEDRUCKT BEI K. MALMSTRÖM.

Vorwort.

Nachdem die erste Auflage des ersten Teiles meiner Vorträge über den Wasserbau auch ausserhalb des Kreises der Hörer des hiesigen Polytechnischen Institutes ziemlich viel Interesse und eine so verbreitete Anwendung gefunden hat, dass die Herausgabe dieser zweiten Auflage erforderlich ward, so erschien es angezeigt bei deren Ausarbeitung den Inhalt und die Art der Behandlung des Stoffes der Hauptsache nach beizubehalten. Es wurde daher hierbei abermals das Hauptgewicht darauf gelegt, den Gegenstand bei möglichst kurzer Fassung des Textes namentlich durch Vorführung einer systematisch geordneten Auswahl von charakteristischen Beispielen aus der Praxis möglichst lehrreich und erschöpfend zu gestalten. Mit Rücksicht hierauf erschien es angezeigt einzelne Teile umzuarbeiten, während andere ergänzt und verbessert wurden.

Weil die in der früheren Auflage dieses Teiles in Kürze behandelten „Anlagen zur Gewinnung des Niederschlags- und Grundwassers“ eigentlich zu den im zweiten Teil besprochenen „Wasserversorgungsanlagen“ gehören, und auch dort, soweit es sich um die Gewinnung des Grundwassers handelt, besprochen sind, so wurde dieser Gegenstand von der zweiten Auflage fortgelassen. Dagegen wurden, um die gesamten Stauwerke an einer Stelle behandelt zu erhalten. die „Staudämme“ vom zweiten Teil des Werkes herübergenommen.

Bezüglich der Durchführung der erforderlichen statischen Berechnungen wird nur stellenweise der Weg gezeigt, im übrigen aber auf die Lehren der „Statik“ und der „Elastizitäts- und Festigkeitslehre“ verwiesen.

Die benutzte Litteratur und sonstige auf den behandelten Gegenstand Bezug habende Quellen sind sowohl im folgenden Litteraturverzeichnis als auch im Texte an den bezüglichen Stellen angeführt.

Helsingfors im August 1904.

M. Strukel.



Inhalts-Verzeichnis.

I. Ursprung, Vorkommen und Eigenschaften des Wassers.

A. Der Kreislauf des Wassers.

B. Die atmosphärischen Niederschläge.

F. Das Tagwasser.

II. Stauwerke.

A. Wehre.

B. Staudämme.

III. Fischwege.

Litteratur.

Mit den eingeklammerten ( ) Bezeichnungen sind im Texte einige Quellen angedeutet, worin sich die besprochenen oder ähnliche Anordnungen befinden.

(AB.) — Allgemeine Bauzeitung. Wien.
(AdP.) — Annales des ponts et chaussées. Paris.
(Bh.) — Bauhandbuch, deutsches. Baukunde des Ingenieurs. Berlin, 1879.
(CBl.) — Centralblatt (seit 1903 Zentralblatt) der Bauverwaltung. Berlin.
(Ch.) — Chiolich-Löwensberg. Anleitung zum Wasserbau. Stuttgart, 1864—65.
(CI.) — Der Civilingenieur. Leipzig.
(DB.) — Deutsche Bauzeitung. Berlin.
(Eng.) — The Engineer. London.
(Engg.) — Engineering. London.
(Engg. Nws.) — Engineering News. New York.
(Frz.) — Franzius L. Der Wasserbau. Berlin, 1890.
(Frdr.) — Friedrich A. Die Boden-Meliorationen in Bayern und Hannover. Wien 1885.
(GC.) — Le Genie civil. Paris.
(HdI.) — Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Der Wasserbau. Leipzig.
(GI.) — Der Gesundheitsingenieur. München.
(Hg.) — Hagen, G. Handbuch der Wasserbaukunst. Berlin, 1853—76.
(Htte.) — Hütte. Des Ingenieurs Taschenbuch. Berlin, 1902.
(HZ.) — Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins in Hannover.
(IFF.) — Ingeniörs-Föreningens förhandlingar. Stockholm.
(K.) — König, Fr. Die Verteilung des Wassers über, auf und in der Erde. Jena, 1901.
(Mrt.) — Mehrtens. Technische Mechanik. Berlin, 1887.
(NTT.) — Norsk teknisk tidskrift. Kristiania.
(ÖM.) — Österreichische Monatsschrift für den öffentlichen Baudienst (seit 1901: „Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst). Wien.
(ÖW.) — Wochenschrift des österreich. Ingenieur- und Architekten-Vereins. Wien.
(ÖZ.) — Zeitschrift „ „ „ „ „ „ „
(Pr.) — Perels, E. Handbuch des landwirtschaftlichen Wasserbaues. Berlin 1884.
(Rh.) — Reinhardt, A. Kalender für Strassen- & Wasserbau- und Cultur-Ingenieure. Wiesbaden 1890, 1895.
(Rl.) — Röll, Dr. Vict. Encyclopädie des gesamten Eisenbahnwesens. Wien 1891—95.
(Sc. Am.) — Scientific American. New York.
(Schw. Bztg.) — Schweizerische Bauzeitung. Zürich.
(TFF.) — Tekniska föreningens i Finland förhandlingar. Helsingfors.
(Tkm.) — Tolkmitt, C. Grundlagen der Wasserbaukunst. Berlin 1898.
(Tkn.) — Teknikern, Tidskrift för byggnadskonst etc. Helsingfors.
(TT.) — Teknisk tidskrift. Stockholm.
(ZdI.) — Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure. Berlin.
(ZfB.) — Zeitschrift für Bauwesen. Berlin.
(ZfT.) — Zeitschrift für Transportwesen und Strassenbau. Berlin.

Einleitung.

Der Wasserbau umfasst ein der umfangreichsten Gebiete des Ingenieurbauwesens, nämlich alle diejenigen Bauten welche teils die Benutzung des Wassers zu verschiedenen Zwecken, teils die Verhütung von Schäden durch das Wasser zum Zwecke haben. Es gehören demnach hierher ausser den grundlegenden Lehren vom Ursprung, dem Vorkommen und den Eigenschaften des Wassers (Lehre von den atmosphärischen Niederschlägen, Hydrographie, Hydraulik, Hydrometrie), einerseits sämtliche Wasserversorgungsanlagen zur Beschaffung von Trink- und Nutzwasser, von Wasser zur Bewässerung des Bodens, zu Kraftanlagen, zu künstlichen Schiffahrtswegen (Schiffahrtskanälen) und zum Flössen von Holz, sowie Anlagen zur Schiffbarmachung der natürlichen Gewässer, andererseits Anlagen, welche die Entwässerung bewohnter Gebiete (Kanalisation der Städte), die Bodenentwässerung und den Schutz der Ufer und Landgebiete gegen Strömung, Wellenschlag und Überschwemmungen zum Zwecke haben. Den entsprechend wird diese Wissenschaft hier in folgenden Abschnitten behandelt:

I. Ursprung, Vorkommen und Eigenschaften des Wassers; II. Stauwerke; III. Fischwege; IV. Wasserversorgungsanlagen; V. Kanalisation der Städte; VI. Bodenentwässerung; VII. Bewässerung von Ländereien; VIII. Schiffahrtskanäle; IX. Schiffsschleusen; X. Uferbau; XI. Flussbau; XII. Deiche; XIII. Häfen; XIV. Schiffahrtszeichen.

Hiervon sollen in diesem Teil des Werkes die ersten drei Abschnitte behandelt werden.

I. Ursprung, Vorkommen und Eigenschaften des Wassers.

A. Der Kreislauf des Wassers.

Das gesamte Wasser der Erde besteht:

1. in dem in der oberirdischen und unterirdischen Atmosphäre enthaltenen gasförmigen Wasser,
2. in dem auf der Erde in Form von Bächen, Flüssen, Seen und dem Meere vorkommenden Tagwasser oder Oberflächenwasser und
3. in dem unter der Erdoberfläche vorkommenden Grundwasser.

Die zwischen diesen Zuständen stattfindenden Übergänge bilden den Kreislauf des Wassers, oder die Wasserwirtschaft der Erde, und zwar besteht derselbe in folgenden Vorgängen:

Das in der oberirdischen Atmosphäre enthaltene Wasser scheidet sich bei hinreichend sinkender Temperatur zum grössten Teil in Form von Regen, Schnee, Hagel, Tau oder Reif ab und fällt als s. g. Meteorwasser zur Erdoberfläche nieder, von wo es teils durch Verdunstung wieder direkt in die Atmosphäre zurückkehrt, teils in den Erdboden eindringt, teils an der Erdoberfläche abläuft und so zum grössten Teil zur Bildung des in Form von Bächen, Flüssen, Strömen, Seen und des Meeres auftretenden Tagwassers beiträgt. Von dem in den Erdboden eindringenden Niederschlagswasser verdunstet wieder der grösste Teil unmittelbar, oder mittelbar durch den Lebensprozess der Gewächse (Aufsaugen durch die Wurzeln und Aushauchen durch die Blätter) aus der oberen Erdschichte, während im allgemeinen nur kleinere Mengen vom Erdboden und den Gewächsen gebunden werden, sowie durch Risse, Spalten und Klüfte, oder etwa durch Versickerung (Infiltration) durch gewachsenen Boden zum unterirdischen Grundwasser übergehen. Einen weiteren Beitrag erhält das Grundwasser aus der oberirdischen Atmosphäre dadurch, dass die von Wasserdämpfen gesättigte Luft in die oberen Erdschichten eindringt und hier die Dämpfe niedergeschlagen (kondensiert) werden.

Vom Tagwasser verdunstet ein Teil unmittelbar von der Wasserfläche, während ein Teil durch Risse, Spalten und Klüfte, teilweise etwa auch durch

Versickerung in kleinere Tiefen des Erdinneren eindringt und so unmittelbar zur Bildung des Grundwassers beiträgt. Einen grösseren, wahrscheinlich den weitaus grössten, Beitrag liefert das Tagwasser zur Bildung des Grundwassers dadurch, dass das Meerwasser in grösseren Tiefen durch Risse, Spalten und Klüfte bei hohem Druck im Erdinneren bis zu solchen Tiefen getrieben wird, dass es durch die innere Erdwärme zum Verdampfen gelangt, und in dieser Form als unterirdische Atmosphäre durch die hohe Spannung sowohl nach den Seiten als auch soweit nach oben getrieben wird, bis der Dampf bei entsprechender Abnahme der Temperatur zu Wasser kondensiert wird.

Das Grundwasser schliesslich kommt teils in Form von sichtbaren Quellen zu Tage und geht in dieser Form, teils in Form von unsichtbaren (unter der Wasserfläche ausmündenden) Quellen zum Tagwasser über.

Die Vorgänge des Wasserkreislaufes gestalten sich je nach der Örtlichkeit und der Jahreszeit sehr verschieden. Die Veränderungen wiederholen sich aber Jahr für Jahr mit einer gewissen allgemeinen Regelmässigkeit für jede Örtlichkeit. Dabei können in dem Auftreten dieser Veränderungen während einzelner Jahrgänge wesentliche Unterschiede vorkommen, das durchschnittliche Ergebnis der Veränderungen während einer Reihe auf einander folgender Jahre ist aber immer annähernd das gleiche.

B. Die atmosphärischen Niederschläge.

1. Häufigkeit und Menge der Niederschläge.

Die Niederschlagsmenge wird durch die Höhe des innerhalb bestimmter Zeitabschnitte gefallenen Regens und der übrigen zu Wasser verwandelten Niederschläge gemessen. Diese Zeitabschnitte können ein Jahr, die vier Jahreszeiten, einen Monat, Tag, eine Stunde oder auch jeden Augenblick (durch kontinuierliche Aufzeichnung) umfassen.

Die Häufigkeit und Menge der Niederschläge eines Ortes ist namentlich von der geographischen Lage, der Entfernung vom Meere und der Höhe über demselben, den herrschenden Winden und der Lage des Ortes zu einem diese Winde kreuzenden Gebirgszuge abhängig. Die grössten Niederschläge kommen in den Tropen vor, und nehmen dieselben im allgemeinen von dort nach den Polen zu allmählich ab. In der Nähe des Äquators, im Gürtel der Windstille (Calmenzone) regnet es über dem Stillen und Atlantischen Ozean täglich neun Stunden. So hat z. B. Maranhäo in Brasilien, $2^1/_2$ ° südl. Breite einen Jahresniederschlag von 7100 mm.

Setzt man die Grösse des durchschnittlichen Jahresniederschlages über der Meeresfläche in den Tropen = 1,0, so kann man die Grösse der Jahresnie-

derschläge in der Richtung nach den Polen, bei Annahme eines durchschnittlichen Niederschlages über der Meerfläche in den Tropen von 2560 mm, nach König, ungefähr wie folgt annehmen:

In den Tropen	1,0	= 2560	mm	Niederschlagshöhe
von den Wendekr. bis 40° Breite	0,8	= 2050	„	„
von 40—50° Breite	0,5	= 1280	„	„
„ 50—60° „	0,3	= 770	„	„
„ 60—66$^1/_2$° „	0,26	= 660	„	„
„ 66$^1/_2$° bis zu den Polen.	0,18	= 460	„	„

Nach demselben Verfasser beträgt die Niederschlagshöhe für ganz Deutschland (sowie auch für Österreich) im Durchschnitt 750 mm, und verteilt sich hier der Jahresniederschlag auf die vier meteorologischen Jahreszeiten im allgemeinen in folgender Weise:

Winter (Dez., Jan., Febr.) . . .	20 %	der Jahresniederschläge
Frühling (März, April, Mai) . .	20 %	„ „
Sommer (Juni, Juli, August) . .	34 %	„ „
Herbst (Sept., Okt., Nov.) . . .	26 %	„ „

Abgesehen von der geographischen Breite treten die grössten jährlichen Regenmengen meistens dort auf, wo feuchte Winde gezwungen sind ein Gebirge zu überschreiten, und namentlich dort wo schroffe Gebirge sich unmittelbar aus dem Meere erheben. Es kühlen sich dann diese Winde an den Gebirgshängen ab und entledigen sich eines grossen Teiles ihrer Feuchtigkeit durch Niederschlag. Daher gibt es z. B. am Südabhange des Himalaya in Cherrapoonje, 1250 m über dem Meere, Jahresniederschläge bis zu 12520 mm, das höchste Mass das überhaupt vorkommt, während die dem Himalaya vorliegende Ebene nur eine Regenhöhe von 2540 mm aufzuweisen hat.

In den Alpen erreicht der Jahresniederschlag eine Höhe bis 2500 mm, an der Westküste Schottlands bis 3000 mm, an der norwegischen Westküste 1000—2000 mm und an der nördlichen Westküste Nordamerikas 1500—3000 mm, im Inneren Europas dagegen nur 500 mm. Je mehr man in das Binnenland des östlichen Europas und Asiens fortschreitet, desto mehr verringert sich die Niederschlagshöhe (K.).

Nach Murray betragen die Jahresmittel der Regenhöhe in Südamerika 1670 mm, in Afrika 825 mm, in Nordamerika 750 mm, in Europa 615 mm, in Asien 555 mm und in Australien 520 mm (Rh.).

Als Beispiel über die Veränderlichkeit der jährlichen Niederschlagsmenge eines Gebietes und deren Verschiedenheit bei benachbarten Gebieten diene

folgende Tabelle der Niederschlagshöhen des Mälartales in Schweden für die Jahre 1881—1885 (IFF. 1886, S. 81):

Jahr	Stockholms Län		Upsala Län		Vestmanlands Län		Örebro Län		Södermanlands Län	
	Ganzes Jahr	Max. in 24 Stunden	Ganzes Jahr	Max. in 24 Stunden	Ganzes Jahr	Max. in 24 Stunden	Ganzes Jahr	Max. in 24 Stunden	Ganzes Jahr	Max. in 24 Stunden
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
1881	444,1	45,1	414,6	39,0	501,3	38,0	606,3	48,5	525,9	38,8
1882	568,7	100,1	564,5	47,5	919,7	38,7	778,5	57,8	651,0	104,6
1883	568,7	68,5	598,7	78,0	622,2	65,3	649,8	49,9	600,9	56,0
1884	492,6	38,5	470,6	36,5	520,7	52,6	643,3	64,7	572,3	56,3
1885	595,9	38,3	613,5	55,0	622,8	44,8	659,1	52,6	596,9	38,1

Die nachfolgende Zusammenstellung zeigt die mittleren jährlichen Niederschlagsmengen von Helsingfors von je 10 Jahren während einer Dauer von 50 Jahren, welche eine ständige Zunahme aufweisen (Tkn. 1898, S. 152):

1848 bis 1857 . . . . . im Mittel 534,0 mm
1858 — 1867 . . . . 574,0 „
1868 — 1877 . . . . 588,1 „
1878 — 1887 . . . . 638,7 „
1888 — 1897 . . . . 658,8 „

Für die Zwecke des Wasserbaues ist jedoch ausser der Kenntnis der jährlichen Niederschläge oft auch diejenige der monatlichen, sowie der grössten täglichen und stündlichen Niederschlagsmengen erforderlich. So werden z. B. von der meteorlogischen Anstalt in Helsingfors für das Jahr 1891 folgende Niederschlagsmengen angegeben:

	Jan.	Febr.	März	April	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	Dez.	Ganzes Jahr
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Monatliche Höhe	67,9	43,1	53,0	15,7	67,5	23,5	25,9	64,3	111,4	50,3	87,2	36,0	646,0
Max. in 1 Tag .	12,8	29,5	12,7	5,8	19,4	10,8	4,8	14,8	30,0	19,9	14,8	8,6	30,0

Für das Gebiet der Saale bis zum Eintritt in die norddeutsche Tiefebene ergaben sich als Mittel der Jahre 1872—86 folgende Niederschlagsmengen (Rh.):

	Jan.	Febr.	März	April	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	Dez.	Granzes Jahr
Niederschlagshöhe in mm .	32,2	34,3	44,3	34,2	53,8	73,3	76,2	55,4	49,2	53,4	49,1	48,4	604,3
Monatsmenge in cbm pro ha	322	343	443	342	538	733	762	554	492	534	491	484	6043
Liter pro Sekunde und qkm.	11,95	14,10	16,59	13,25	20,79	28,37	28,51	20,63	18,99	19,99	18,96	18,46	19,16
Prozent der Jahresmenge . .	5,33	5,69	7,34	5,66	8,91	12,12	12,61	9,19	8,15	8,87	8,13	8,00	100,00

In Wien wurden nach Riedel (ÖZ. 1903, S. 485) während 10 Jahren (1891—1900) folgende Tagesmaxima beobachtet:

Wintermonate (Dez. Jan. Febr.) . .	zwischen	32	und	72	mm
Frühlingsmonate (März, April, Mai)	„	31	„	53	„
Sommermonate (Juni, Juli, Aug.) .	„	53	„	116	„
Herbstmonate (Sept., Okt., Nov.) .	„	34	„	80	„

Ferner ergab sich für diesen Ort die folgende Verteilung der jährlichen Niederschläge auf die einzelnen Monate und Jahreszeiten:

Zeitperiode von	Winter			Frühling			Sommer			Herbst			Ganzes Jahr mm
	Dez.	Jän.	Febr.	März	April	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	
1846—80	40	35	36	43	42	64	66	65	72	45	44	43	
		111			149			203			132		595
1891 - 1900	34	50	26	51	56	79	83	93	69	47	51	24	
		110			186			245			122		663

sowie die folgende Regenwahrscheinlichkeit in Prozenten des jährlichen Niederschlages:

Zeitraum der Beobachtung	Frühling			Sommer			Herbst			Winter			Ganzes Jahr
	Dec.	Jan.	Febr.	März	April	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	
20 Jahre . .	8,6	8,8	7,8	9,1	8,6	9,0	8,8	9,2	8,8	5.7	7,4	8,7	
		25,2			26,7			26,8			21,8		100
10 Jahre . .	7,5	8,3	8,0	8,7	8,7	9,7	10,0	9,4	7,8	6,9	7,8	7,2	
		23,8			27,1			27,2			21,9		100

Die nachfolgende Tabelle zeigt eine Zusammenstellung der täglichen Beobachtungen an der Landwirtschaftlichen Hochschule in Berlin, speziell das Resultat des Regenbildes Taf. 1, Fig. 3a (vom 12. August 1889) darstellend (ZfB. 1890).

Lauf. N:o	Jahr	Monat	Tag	Stunde		Zeitdauer		Höhe des Niederschlages mm	Niederschlag auf die Stunde mm
				von	bis	Stunden	Min.		
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
162	1889	Aug.	11	2^{25}	3p	—	35	10,8	18,5
				3	3^{15}p	—	15	0,4	1,6
				3^{15}	3^{45}p	—	30	2,1	4,2
				3^{45}	4^{25}p	—	40	0,2	0,3
				4^{25}	7^{10}p	2	45	7,9	2,9
				7^{10}	8p	—	50	0,8	1,0
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Aus diesen Zusammenstellungen wurden die nachfolgenden grössten Niederschläge für die Zeit vom Jahre 1884 bis 1889 entnommen. Es geht hieraus u. a. die allgemeine Erfahrung hervor, dass die Dauer der grössten Niederschläge gewöhnlich nur zwischen etwa 10 und 30 Minuten beträgt.

Intensität in mm auf die Stunde	Zeitangabe			Höhe des gefallenen Niederschlages mm	Dauer des Niederschlages	
	Tag	Monat	Jahr		Stunde	Min
36,9	22.	Juli	1886	19,7	—	32
36.0	5.	„	1887	3,9	—	5
33,7	9.	„	„	10,1	—	18
32,4	13.	„	1884	2,7	—	5
30,0	27.	April	1889	5,0	—	10
26,4	16.	Mai	„	8,8	—	20
26,4	3.	Juli	„	6,6	—	15
25,0	2.	Sept.	1887	2,5	—	6
24,8	29.	Juni	1885	14,2	—	35
24,0	15.	Sept.	1886	3,2	—	8
23,6	18.	„	1885	5,9	—	15
19,2	14.	Aug.	1889	3,2	—	10
19,0	5.	„	„	9,5	—	30
18,5	27.	Juli	1889	4,0	—	13
—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—
ferner auch (Cl. 1894 S. 539):						
59,2	29.	Juni	1885	14,8	—	15
47,6	22.	Juli	1886	14,3	—	18
42,6	16.	Mai	1889	12,8	—	18
80,4	22.	Juni	1891	18,9	—	14
79,2	24.	„	„	26,4	—	20

Intensität in mm auf die Stunde	Zahl der Niederschläge von 1884 bis 1889	Gesamte Zeitdauer der Niederschläge		Gesamte Höhe der Niederschl. mm	Durchschnittl. Dauer eines Niederschlages		Grösste Dauer eines Niederschlages		Höhe Grösste
		Std.	Min.		Std.	Min.	Std.	Min.	mm
37,0	1	—	32	19,7	—	32	—	32	19,7
36,0	1	—	5	3,0	—	5	—	5	3,0
33,5	1	—	18	10,1	—	18	—	18	10,1
32,5	1	—	5	2,7	—	5	—	5	2,7
30,0	1	—	10	5,0	—	10	—	10	5,0
26,5	2	—	35	15,4	—	18	—	20	8,8
25,0	1	—	6	2,5	—	6	—	6	2,5
24,5	1	—	35	14,2	—	35	—	35	14,2
24,0	1	—	8	3,2	—	8	—	8	3,2
23,5	1	—	15	5,9	—	15	—	15	5,9
19,0	2	—	40	12,1	—	20	—	30	9,5
18,5	2	—	33	10,1	—	17	—	20	6,1
18,0	2	—	21	6,8	—	11	—	15	4,5
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6,0	5	4	7	24,6	—	49	1	20	8,0
5,5	7	7	27	41,1	1	4	1	32	8,5
5,0	8	16	52	84,1	2	7	11	50	59,4
4,5	6	13	24	61,5	2	14	4	45	22,0
4,0	19	22	7	88,1	1	9	4	15	16,8
3,5	11	9	2	30,8	—	49	1	17	4,2
3,0	20	30	28	94,7	1	31	4	—	11,7

Andererseits werden gleichfalls von der letzgenannten Beobachtungsstation für die Zeit von 1884 bis 1893 die nachfolgenden Sturzregen angeführt (Gl. 1895 N:o 20, S. 329):

4	Regen	von	70	mm	in	1	Stunde
5	„	„	60	„	„	„	„
21	„	„	50	„	„	„	„
18	„	„	40	„	„	„	„
32	„	„	30	„	„	„	„
89	„	„	20	„	„	„	„

Die Dauer dieser Regen schwankte zwischen 3 und 36 Minuten.

In den folgenden zwei Tabellen werden noch einige an anderen Orten beobachtete grössere Niederschläge angegeben, und zwar ist die erstere Tabelle einer grösseren Zusammenstellung von Pascher (ÖZ. 1892, N:o 21) und die andere einer Zusammenstellung von Hellmann entnommen, welche eine ca. 30 jährige Beobachtungszeit umfasst (Ztschr. d. preuss. stat. Bur. 1884, — Rh. — ÖZ. 1897, S. 245).

Ort der Beobachtung.	Jahr	Monat	Tag	Dauer		Gesammt regenhöhe	Regenhöhe pro Stunde	Regenmenge pro qkm & Sek.
				Stunden	Minuten	mm	mm	cbm.
Altstätten	1872	Juli	28.	—	30	43,8	87,6	24,3
„	1877	„	14.	–	10	34,8	208,8	58,0
Annaberg i. S. . . .	1867	Sept.	10.	—	15	24,0	96,0	26,6
Bern	1877	Juni	19.	—	45	66,0	88,0	24,4
Czernovitz	1869	Aug.	21.	—	20	28,0	84,0	23,8
Einsiedeln	1874	„	14.	—	30	55,1	110,2	30,6
Kbell (Böhm.) . . .	1889	Mai	16.	2	30	180,0	72,0	20,0
München	1873	Aug.	12.	—	30	50,6	101,2	28,0
Ofen	1875	Juni	26.	1	—	66,0	66,0	18,3
Waltershausen . . .	1884	Aug.	14.	1	—	75,0	75,0	20,8
Wermsdorf (Sachs.)	1867	Juni	9.	—	15	31,4	125,6	34,8
Zürich	1877	Juli	14.	—	10	34,8	208,8	58,0
„	1878	Juni	3.	—	20	25,4	76,2	21,2

Ort der Beobachtung	Tägl. Meistwert in mm	Stündl. Meistwert in mm	Ort der Beobachtung	Tägl. Meistwert in mm	Stündl. Meistwert in mm
Deutschland.			Kiel	100	71
			Buchenberg	248	86
Tilsit	78	28	Frankfurt a. M.	69	—
Königsberg	69	69	Schlüchtern	125	42
Berlin	67	—	Köln	63	—
Frankfurt a. O.	94	—	Trier	73	73
Stettin	85	–	Hamburg	86	—
Kolberg	102	56	Oldenburg	62	—
Posen	83	72	Gotha	58	—
Ratibor	89	45	Freiberg	59	—
Breslau	95	63	Leipzig	74	—
Beuthen	110	37	Dresden	84	82
Torgau	63	60	Nürnberg	70	—
Halle	89	—	Augsburg	50	—

Ort der Beobachtung	Tägl. Meistwert in mm	Stündl. Meistwert in mm	Ort der Beobachtung	Tägl. Meistwert in mm	Stündl. Meistwert in mm
München	92	—	Czernowitz	96	—
Lindau	112	—	Wien	104	—
Kirchheim u. T.	71	60	Bregenz	108	—
Stuttgart	114	—	Trient	110	—
Mannheim	115	—	Aussee	110	—
Karlsruhe	92	—	Graz	62	—
Merseburg	135	—	Pontafel	143	—
			Laibach	122	—
Österreich-Ungarn.			Görz	149	—
Teschen	106	—	Triest	140	—
Brünn	96	—	Pola	101	—
Ostrawitz	179	—	Ragusa	298	—
Rozna	200	—	Budapest	108	—
Prag	53	—	Trentschin	267	—
Lemberg	103	—	Fiume	130	—

Die Sturzregen gehören in der Regel zu den Strichregen, im Gegensatz zu den Landregen, welche sich über viel weitere Gebiete erstrecken, und ist bei einem Strichregen die Stärke der Niederschläge oft sehr ungleichmässig, so dass die Messungsresultate einer Stelle nur für die nächste Umgebung Giltigkeit haben können. So kommt es nicht selten vor, dass z. B. in einem Stadtteile ein heftiger Regen fällt, während ein anderer ganz trocken bleibt.

Handelt es sich daher um genauere Bestimmungen der gesamten auf ein bestimmtes Gebiet gefallenen Regenmengen, so muss hierbei auf die Verbreitung des Regens Rücksicht genommen werden, was am sichersten mit Hilfe der s. g. Regenkarten geschieht, bei denen die Flächenteile von gleicher Regenhöhe durch Kurven (Isohyëten) von einander geschieden sind. Man erhält dann die gesamte Regenmenge eines Gebietes, wenn man die Flächen gleicher Regenhöhe mit der bezüglichen Regenhöhe multipliziert und die Produkte addiert. Selbstverständlich erfordern verschiedene Zeitperioden besondere Karten, wonach es Karten für Jahresmengen, für Tagesmengen und für einzelne Regenperioden gibt (vergl. ÖZ. 1892 Bl. XXV). Behufs Anfertigung solcher Regenkarten ist jedoch eine engmaschige Verteilung von ombrometrischen Stationen erforderlich, wie dies gegenwärtig z. B. in Preussen, Sachsen und Böhmen der Fall ist.

Bei genaueren Bestimmungen der Niederschlagsmengen sind ausser dem Regen, Schnee und Hagel auch noch der Tau und Reif zu berücksichtigen, welche namentlich in Gebirgsgegenden wesentlich ins Gewicht fallen können.

2. Bestimmung der Niederschlagsmengen.

Zur Bestimmung der Niederschlagsmengen werden besondere Apparate, s. g. Niederschlagsmesser, Regenmesser, Ombrometer, Udometer oder Pluviometer, benutzt.

Die gewöhnlichen Ombrometer bestehen aus einem trichterförmigen Auffangegefäss von 250 bis 2,000 qcm Fläche und einem darunter befindlichen Sammelgefäss von etwa 7 Liter Fassungsraum, welches durch Umgiessen oder durch Öffnen eines Hahnes in ein kubiziertes Gefäss entleert wird. Behufs möglichster Einschränkung der Verdunstungsverluste aus dem Sammelgefässe, wird die Einlaufsöffnung sehr klein gehalten, nur etwa 8 mm im Durchmesser.

Schnee und Hagel werden behufs Messung geschmolzen, und ist es zweckmässig für dieselben das Auffangegefäss mit etwas einwärts gebogenen Rändern zu versehen, um ein Herausblasen der aufgefangenen Massen durch den Wind zu vermeiden. Hierfür empfiehlt Dr. Hellmann (DB. 1887, S. 18) überdies, dort wo nicht schon die gegebenen Verhältnisse einen gewissen Schutz erbieten, den Apparat innerhalb einer Umzäunung von solcher Höhe aufzustellen, dass die Oberkante des Zaunes von der Auffangefläche des Apparates aus gesehen, unter einem Winkel von 20 bis 25° erscheint.

Taf. 1, Fig. 1. Anordnung der Ombrometer, wie selbe in Österreich für die Beobachtungsstationen innerhalb der den hydrographischen Länderabteilungen zufallenden Flussgebiete (laut Ministerialerlass vom Jahre 1895) vorgeschrieben sind. Die Einrichtung besteht aus einem Ständer mit Bank zur Aufstellung des Apparates, dem Auffangegefässe *A*, dem Behälter *B* und einer Kanne *K* als Sammelgefäss. Das obere Ende des Ständers muss ungefähr 5 cm unterhalb des oberen Randes des Behälters liegen, damit das Auffangen des Niederschlages in keiner Weise beeinträchtigt werde. Der Abstand der Auffangefläche vom Erdboden beträgt in der Regel 1 m; an Stellen jedoch wo der Apparat verschneit oder in denselben Schnee hineingeweht werden könnte, ist derselbe entsprechend höher anzubringen. Die Auffangefläche hat bei 252,3 mm Lichtweite einen Inhalt von 500 qcm.

Zur Bestimmung der Niederschlagsmengen dient eine Massröhre, bestehend aus einem cylindrischen Gefäss, welches durch eingeätzte Striche in gleiche Raumteile eingeteilt ist, so zwar, dass die längeren Striche mit Ziffern ganze, und dazwischen die kürzeren Striche Zehntel Millimeter der Regenhöhe darstellen.

Als Ort der Aufstellung wird irgend ein dem Einflusse des Windes nicht ausgesetzter Platz empfohlen, wozu sich ein mässig ausgedehnter eingefriedeter Raum (Gemüsegarten oder grosser Hof, dagegen nicht das Dach eines Hauses) empfiehlt, wobei der Ombrometer von den Gebäuden oder Bäumen mindestens so weit entfernt sein muss, als diese Gegenstände hoch sind (ÖM. 1895, S. 258).

Das Ablesen dieser Apparate geschieht gewöhnlich ein- bis zweimal des Tages zur bestimmten Stunde, und werden die gewonnenen Resultate tabellarisch oder graphisch durch Kurven dargestellt.

Für gewisse Zwecke (z. B. zur Berechnung von Abzugskanälen in Städten) ist jedoch die Kenntnis der jährlichen und täglichen Regenmengen nicht genügend,

indem hierfür vielmehr einzelne stärkere Regenfälle (Sturzregen, Schlagregen) ihrer Dauer und Höhe, sowie der Intensität nach massgebend sind, womit gewöhnlich die Regenhöhe pro Stunde verstanden wird.

Nachdem aber mit obgenannten gewöhnlichen Ombrometern diesbezügliche Beobachtungen nicht angestellt werden können, werden zu dem Zwecke andere Apparate benutzt, bei denen entweder stets ein unmittelbares Ablesen der jeweiligen Regenhöhe möglich ist, oder welche die Regenintensitäten selbsttätig aufzeichnen (selbstzeichnende, selbstschreibende, selbstregistrierende Regenmesser oder Ombrographen).

Fig. 1. Fig. 1 a.

1: 20.

Regenmesser von Vinc. Pollack.

Einen Apparat der ersteren Art zeigt der in nebenstehenden Textfiguren 1—1a dargestellte Regenmesser mit direkter Ablesung von Vinc. Pollack. Derselbe besteht aus dem Auffangegefäss *A* von Zinkblech und den gläsernen Messröhren LL_1 und L_2L_3. Ersteres hat eine Höhe von 100 mm (welche aber im Winter durch einen Aufsatzcylinder beliebig vergrössert werden kann) und einen solchen Durchmesser, dass bei der Röhrenweite von 41 mm, eine Teilstrichhöhe der Scala genau 1 mm Niederschlag entspricht. Die Glasröhre LL_1 in welche das Auffangegefäss mündet, hat eine Höhe von 1340 mm, ist unten verengt und rechtwinklig abbiegend durch das Teilungsbrett geführt. Mit dieser Röhre können nebenan, nach Bedarf, noch andere Glasröhren in Verbindung stehen, wie hier L_2L_3, welche durch den Umlauf *U* mit LL_1 in Verbindung steht. Beide Röhren sind unten durch zwei Kautschukplättchen *K* geschlossen, welche durch das von der Schraube *S* getragene Querbrettchen *B* angepresst werden. In jeder Röhre befindet sich ein weiss angestrichener Korkschwimmer *H*, welcher mit einem nach unten hängenden Stift versehen ist, um ein Schiefstellen oder Festklemmen des Schwimmers zu verhüten.

Das Teilungsbrett ist schwarz angestrichen und mit weissen Teilstrichen in gegenseitiger Entfernung von 28 bis 29 mm versehen (die genaue Entfernung wird durch Aichung bestimmt), und sind die Zehnerteilstriche etwas länger, und mit Ziffern von ungef. 90 mm Höhe bezeichnet.

Man kann auf diese Weise, ohne sich dem Apparat zu nähern (z. B. von einem Fenster aus) mit freiem Auge, oder bei grösserer Entfernung mittels Opernglas oder Fernrohr, zu jeder Zeit unmittelbar die Regenhöhe ablesen, was bei eintretendem Regen unter Vormerk der Zeit (z. B. jede Minute, oder in grösseren Intervallen, je nach der Regendichte) geschehen kann.

Steigt das Wasser in LL_1 über 41 mm, so tritt das Überfliessen nach L_2L_3 ein, und hebt sich dort ein zweiter Schwimmer, wodurch eine kontinuirliche Niederschlagshöhe von 81 mm gemessen werden kann, ohne die Röhren zu entlehren. Letzteres geschieht durch einfaches Lüften der Schraube *S*.

Dieser Apparat kam am Arlberg zur Anwendung und hat sich dort gut bewährt. Derselbe kostete bei der ersten Herstellung 20 Gulden (ÖZ. 1894, N:o 3).

Wiewohl aber ein solcher Apparat den Vorteil grösserer Bequemlichkeit hat, als die gewöhnlichen Ombrometer, und auch die Feststellung der Regenintensitäten gestattet, so ist damit doch der Nachteil verbunden, dass letzteres die ständige Aufmerksamkeit des Beobachters erfordert, und daher namentlich bei Nacht mit Schwierigkeiten verbunden ist.

Diese Übelstände sind bei den nachfolgenden selbstregistrierenden Ombrographen ganz vermieden. Dieselben haben aber den Nachteil einer verhältnissmässig grossen Kostspieligkeit.

Taf. 1, Fig. 2—2b zeigt einen neueren Ombrographen von Iszkowsky, welcher sich durch Einfachheit, Solidität und eine für technische Zwecke genügende Genauigkeit auszeichnet. Derselbe besteht dem Wesen nach aus dem Auffangegefäss *A* und einem mit Deckel geschlossenen zylindrischen Sammelgefäss *B*, welches durch das Rohr *C* mit dem Auffangegefäss in Verbindung steht. Dieses Gefäss *B* wird bis zu einer gewissen Höhe ständig mit Wasser gefüllt gehalten, worin sich ein zylindrischer, zwischen zwei Leisten geführter Schwimmer befindet, durch dessen Steigen die Menge des zugekommenen Niederschlagswassers zum Ausdruck gebracht wird. Zu diesem Behufe geht vom Schwimmer aus durch den Deckel des Gefässes eine Stange, welche am oberen Ende mit einem Querarm mit Schreibstift versehen ist, der mit einer mit Papier belegten Uhrwerkstrommel *T* in Verbindung steht, so zwar, dass bei der Drehung der Trommel der Niederschlag durch den Stift kontinuierlich aufgezeichnet wird. Das Sammelgefäss ist gegenüber dem Auffangegefäss so gross, dass für 1 mm Regenhöhe der Schwimmer um 2 mm steigt. Die Verdunstung aus dem Sammelgefässe ist infolge der Abschliessung desselben, selbst in der grösseren Hitze der Julitage kaum bemerkbar, und kann durch einige Tropfen Öl vollends behoben werden.

Zum Schmelzen von Schnee und behufs Hintanhaltung des Gefrierens des Wassers, kann eine Lampe *L* derart eingestellt werden, dass die Flammenwärme auf die Zuflussröhre und von dieser auf dass Auffangegefäss übertragen wird.

Bei den meisten Beobachtungsstationen genügt ein Sammelgefäss *B* für eine Niederschlagshöhe von 150 mm. Woselbst grössere Niederschläge zu erwarten sind, kann ein zweiter, gleich konstruirter Behälter *B'* eingeschaltet werden, in welchen das Wasser durch die Verbindungsröhre *rr'* überfliesst, sobald der Wasserspiegel im Behälter *B* den höchsten zulässigen Stand erreicht hat. Sodann tritt der Schwimmer von *B'* in Tätigkeit, und beginnt die Regenkurve auf der entgegengesetzten Seite der Trommel (mit anderfarbiger Tinte) zu zeichnen. Erreicht der Niederschlag die seltene Höhe von 300 mm, so kann das etwa noch weiter hinzukommende Regenwasser durch ein Überlaufsohr *R* behufs Abmessung in ein untergestelltes Gefäss abgeleitet werden. Bei Anwendung eines einzigen Sammelgefässes wird das Überlaufrohr *R* an diesem angebracht. Zur Entleerung der Sammelbehälter dienen die Ablaufrohre *a a'*.

Für die richtige Funktion des Apparates ist es von Wichtigkeit, dass derselbe mittels der vier Stellschrauben *S* und einer Dosenlibelle genau eingestellt wird, so dass die Trommel *T* vertikal steht (ÖM. 1895, S. 246).

" Fig. 3—3a. Regenmesser von Dr. Sprung und R. Fuess (erste Bauart). Das 500 qcm messende Auffangegefäss *A* setzt sich hier in eine Sammelröhre *R* fort, welche unten einerseits durch das Rohr *R* eine Fortsetzung bis in das Beobachtungszimmer erfährt, während sich an dieselbe andererseits ein Heberrohr *H* anschliesst. Die Röhren *R* und R_1 werden bis zum Anschluss des Heberrohres ständig mit Wasser gefüllt gehalten, welche Wassersäule unten durch eine Quecksilbersäule im gebogenen Rohre R_2 im Gleichgewicht gehalten wird. Wird nun bei

fallendem Regen die Sammelröhre gefüllt, so wird durch ihren Druck die Quecksilbersäule, bezw. der auf derselben befindliche hölzerne Schwimmer *Z* gehoben, und durch diesen mittels Zahnstange und Zahnrad die Bewegung auf den Stift *S* übertragen, welcher auf dem von der Papiertrommel *T* ablaufenden, durch das Uhrwerk *U* bewegten Papierstreifen die Regenkurve aufzeichnet. Sobald die Sammelröhre bis zum Scheitel des Hebers gefüllt ist, kommt dieser zur Wirkung, wodurch die Röhre auf einmal entleert und der Stift zurückgezogen wird. Heber, Sammelröhre und Auffangegefäss stehen in einem solchen Verhältnis zu einander, dass das jedesmal zur Entleerung kommende Wasser — also auch die Höhe der auf dem Papierstreifen ausgeführten Zeichnung — einer Regenhöhe von 4 mm entspricht. Das Uhrwerk markiert durch eine in der Figur nicht ersichtliche Vorrichtung jede einzelne Stunde mittels eines Nadelstiches auf dem Papier.

Ein solcher Apparat ist z. B. an der landwirtschaftlichen Hochschule in Berlin in Verwendung. Fig. 3a zeigt eine von demselben verzeichnete Regenkurve vom 11. August 1889 (ZfB. 1890, S. 504).

Taf. 1, Fig. 4, Regenmesser von Beckley. Dieser namentlich in England vielfach angewendete Apparat hat eine, der vorigen ähnliche prinzipielle Anordnung, zeichnet sich aber durch grössere Einfachheit aus. Hier gelangt das vom Auffangegefäss *A* kommende Wasser durch eine Röhre *R* in ein Sammelgefäss *B*, welches in einem mit Quecksilber gefüllten Gefäss *C* schwimmend erhalten wird, und darin in dem Verhältnis sinkt, als es mit Wasser gefüllt wird. Diese lotrechte Bewegung wird durch den unmittelbar am Gefässe *B* befestigten Stift *S* auf die durch ein Uhrwerk bewegte Trommel *T* übertragen. Sobald das Sammelgefäss gefüllt ist, wird es durch den Heber *H* selbsttätig entleert, worauf das Gefäss wieder emporschnellt um neuerdings gefüllt zu werden (Hdl.).

„ Fig. 5—5a. Regenmesser von Prof. Dr. P. Schreiber. Hier befindet sich unter einem Auffangekasten von 500 qcm Fläche ein Sammelrohr von ca. 5 cm Durchmesser und 5 m Länge, so dass jeder Millimeter Regen im Rohre eine Wassersäule von ungef. 25 mm Höhe erzeugt. Unter diesem Rohr befindet sich der Registrierapparat, der mit dem Boden des Sammelrohres durch eine Bleiröhre *R* so in Verbindung steht, dass dieselbe in ein System von mit einander kommunizierenden Dosen *D* von 100 mm Durchmesser mündet, welche sich beim Eintritt von Druckwasser nach oben erweitern und diese Bewegung durch den zweiarmigen Hebel *H* mittels der Schreibfeder *S* auf die Trommel *T* übertragen. Der Hebel trägt auf der einen Seite ein Gegengewicht *G* von 50 gr, um hiermit die für ein sicheres Einstellen nötige Spannung zu erhalten, während am anderen Arm nahe an der Drehachse das Dosensystem angreift, und in einer Entfernung von 500 m von der Drehachse die mit Anilin-Tinte gefüllte, an die Trommel federnd angedrückte Schreibfeder sich befindet. Der andere ebenso lange Arm endet in einen Zeiger, der die jeweilige Regenhöhe an einem Teilbogen angibt.

Die Trommel hat 200 mm Durchmesser und 250 mm Höhe, und geschieht deren einmalige Umdrehung in 50 Stunden, so dass die Streifen alle zwei Tage gewechselt werden müssen. Die Bewegung des Stiftes ist so geregelt, dass jeder Millimeter Niederschlag denselben um ca. 1 mm erhöht, so dass die Streifenbreite für 200 mm Regen ausreicht. Der Apparat ist am meteorologischen Institut in Dresden in Anwendung (Cl. 1895).

„ Fig. 6. Regenmesser von Dr. Maurer, und Hottingen & C:o (gegenwärtig Usteri-Reinacher) in Zürich. Derselbe besteht aus einem Auffangegefäss *A* von 250 qcm Öffnung, welches das Regenwasser in ein trichterförmiges Sammelgefäss *B* von 500 cbcm Fassungsraum fallen lässt. Letzteres ist um eine in einer Gabel sitzende Achse *a* drehbar, die sich unter dem Schwerpunkte des gefüllten Gefässes und etwas seitwärts von der Symmetrielinie befindet, so dass das gefüllte Gefäss das Bestreben hat nach rechts zu kippen, was durch die gabelförmige Knagge *k* verhindert wird, gegen welche sich das untere Ende des Gefässes stützt. Die Gabel

sitzt auf einer nach unten verlängerten Stange, welche am unteren Ende einen Arm mit dem Schreibstift *S* trägt, welch letzterer gegen die mit Papier belegte und vom Uhrwerk *U* getriebene Trommel *T* gedrückt wird. Hierbei wird der Apparat durch eine Spiralfeder *F* getragen, und sinkt bei zunehmender Füllung des Gefässes, wobei die Spiralfeder gedehnt wird. Der Widerstand der Feder ist so bemessen, dass der Stift bei leerem Gefäss am oberen, und bei gefülltem Gefäss (entsprechend 20 mm Regenhöhe) am unteren Ende der Trommel steht. Sobald aber dies eingetroffen, stösst die Knagge *k* gegen die feste Schraube *l*, wodurch das Gefäss *B* frei wird, und umkippt, um den Inhalt in den Trichter *C* zu entleeren und durch den Schlauch *S* ablaufen zu lassen.

Nach der Entleerung richtet sich das Sammelgefäss durch das Übergewicht des unteren Endes selbsttätig wieder auf, und wird von der Feder wieder in die Höhe gezogen, wobei der Schreibstift eine vertikale Linie beschreibt. Der Apparat kostet 160 Mark, bei grösserer Trommel mit 3 tägiger Umdrehungszeit 208 Mk. (ZfB. 1890, — Cl. 1894).

Taf. 1, Fig. 7—7 b. Regenmesser von Dr. Sprung und R. Fuess (neuere Bauart, mit elektrischer Übertragung). Hier hat das Auffangegefäss eine Öffnung von 500 qcm und entleert den Inhalt in eine Hornersche Wippe *W*, welche aus zwei gleich grossen, durch sine Scheidewand getrennten Abtheilungen von je 5 cbcm Inhalt — entsprechend 0,1 mm Regenhöhe — besteht, und die um eine Schneide abwechselnd nach der einen und der anderen Seite kippt (sobald die bezügliche Seite vollständig gefüllt ist), und den Inhalt in den darunter gestellten Ablauftrichter *T* entleert. Etwaige feste Niederschläge werden durch die Lampe *L* geschmolzen. Die Bewegungen der Wippe werden mittels der Drähte *a* und *b* nach dem im Beobachtungszimmer befindlichen Registrierapparat (Fig. 7 a) übertragen, indem bei jeder Auf — und Abwärtsbewegung der Wippe bei *c* auf kurze Zeit der Stromschluss erfolgt, wodurch ein Elektromagnet *E* in Thätigkeit tritt, und durch dessen in dass Zahnrad *Z* eingreifende Hemmvorrichtung (Echappement) *D* den am unteren Ende belasteten Papierstreifen *P* von einer Rolle *K* abwickelt. Quer über den Papierstreifen bewegt sich die Schreibfeder *F* in der Weise, dass sie mit einer Stange *S* verbunden ist, welche durch die Achse des Minutenzeigers der Uhr *U* in Bewegung gesetzt wird.

Hier wird somit entgegen den vorigen Apparaten der Papierstreifen durch das Regensammelgefäss, bezw. die Wippe und der Stift durch das Uhrwerk in Bewegung gesetzt, wodurch also das Papier nur dann fortbewegt wird, wenn Regen fällt, daher ein unnöthiger Papierverbrauch in regenloser Zeit vermieden wird.

Der nähere Vorgang im Bewegungsmechanismus besteht darin, dass die an der unteren Fläche rauhe Stange *S* auf den Rollen *r* und *R* aufliegt, und durch erstere, mit rauhen Rändern versehene und mit dem Uhrwerk verbundene Rolle, vom linken bis zum rechten Rand des Papierstreifens geschoben wird. Am Ende jeder Stunde hebt der Zeiger *Z* durch Berührung der Backe *B*, die Rolle *R*, und damit auch die Schiene *S* von der Triebrolle *r* etwas ab, wonach die Schiene dem Zuge einer über die Rolle *R* laufenden Schnur, bezw. des an ihr angehängten Gewichtes *v* nachgebend, wieder zurück schnellt, um dann wieder die langsame Bewegung nach rechts zu beginnen. Hierbei dient das Gewicht *g* zur Ausgleichung des Gewichtes von *v* und *R*. Ausserdem wird nach Ablauf jeder Stunde der Papierstreifen um ein bestimmtes kleines Mass vorgeschoben, so dass sich regenlose Stunden durch parallele, nahe an einander liegende Linien kennzeichnen. Die hierfür erforderliche Verschiebung des Papierstreifens geschieht gleichfalls durch den Elektromagnet *E*, indem bei der jedesmaligen Berührung des Uhrzeigers *Z* mit dem Backen *B* durch die Drähte *d* und *e* ein Stromschluss erzeugt wird.

Ein solcher Apparat ist z. B. in Königsberg in Anwendung, und zeigt Fig. 7 b eine von demselben verzeichnete Regenkurve. Derselbe kostet einschliess-

lich Stromerzeuger und Leitungen 520 Mk. (ZfB. 1890 S. 505 — CBl. 1890 N:o 21 s. 215, — Cl. 1894, S. 542).

C. Verdunstung.

Die Verdunstung ist von zahlreichen, teilweise sehr verwickelten Verhältnissen abhängig, und sind es namentlich folgende Umstände welche hierauf einen Einfluss haben:

1) die Temperatur und Feuchtigkeit der Luft. Die Verdunstung findet zu allen Jahreszeiten, also auch im Winter statt, wenn auch in geringerem Grade. Wenn die Verdunstung bei + 25° C gleich 100 angenommen wird, so beträgt dieselbe nach Nerman*) unter sonst gleichen Verhältnissen bei + 20, + 15, + 10, + 5, ± 0, —5, —10, —15, —20° bezw. 73,8, 53,9, 38,9, 27,7, 19,5, 13,2, 9,2, 5,8 und 3,8;

2) die Stärke der Winde, indem bei stärkerem Winde die entwickelte Feuchtigkeit rascher abgeleitet, und dadurch die Verdunstung befördert wird;

3) die Dichtigkeit des Niederschlages, indem bei Niederschlägen gleicher Höhe ein grösserer Teil abfliesst, und sich der Verdunstung entzieht, wenn dieselben in kürzerer Zeit fallen, als wenn sie sich auf eine längere Zeit verteilen;

4) die geologische Beschaffenheit der obersten Erdschichten. Je durchlässiger der Boden, desto weniger abfliessendes Tagwasser, desto grösser die Verdunstung und Versickerung. Trockener und durchlässiger Boden saugt die Niederschläge meistens vollkommen auf, worauf aber wieder der grösste Teil aus der oberen Erdschicht verdunstet;

5) die Neigung des Geländes, indem mit zunehmender Neigung der Abfluss begünstigt, und daher die Verdunstung vermindert wird;

6) der Kulturzustand des Bodens, je nachdem derselbe mehr oder weniger bebaut, von Sümpfen, Seen oder Wäldern bedeckt ist. Durch die Vegetation, namentlich durch das Gras, wird die Verdunstung im allgemeinen wesentlich befördert. Die Pflanzen saugen durch ihre Wurzeln die Feuchtigkeit aus dem Boden auf und hauchen dieselbe durch die Blätter wieder aus. Nur ein geringer Teil des aufgenommenen Wassers wird in der Pflanze zur Stoffbildung festgehalten, indem nach König bei einer Ausgabe von 400 bis 600 kg Wasserdunst im Durchschnitt nur etwa 1 kg Pflanzenstoff gebildet wird. Bei den Wäldern wird aber einerseits durch die Feuchtigkeit der Atmosphäre unter den Bäumen daselbst die Verdunstung verzögert, während andererseits hier nur ein Teil

*) G. Nerman, Bidrag till kännedom af förhållandet mellan nederbörd och afdunstning IFF. 1886 S. 81.

des Niederschlages auf den Boden gelangt. Nach den Untersuchungen der österreichischen Forstverwaltung erreichen im Laubwalde nur etwa $^{2}/_{3}$ der Regenmenge, im Nadelwald nur $^{1}/_{3}$ den Boden, während der übrige Teil sogleich wieder verdunstet, ohne dass er den Boden trifft. Andererseits aber verursachen die Wälder eine Verzögerung des Wasserabflusses, teils dadurch dass der mit Streu bedeckte Wald bedeutende Wassermengen zurückhält, teils dadurch, dass der Wald auf das Schmelzen des Schnees verzögernd einwirkt, daher das Aushauen von Wäldern zu Überschwemmungen wesentlich beitragen kann. Nach König kann Laubstreu auf 100 kg von dessen Gewicht in lufttrockenem Zustand 200 bis 250 kg Wasser zurückhalten und das Nadelholzstreu bezw. 110 bis 150 kg.

Von Sümpfen kommt nur ein geringer Teil des Niederschlagswassers zum Abfluss, daher hier der grösste Teil verdunstet. Da hierbei der Erde Wärme entzogen wird, so bilden die Sümpfe in den närdlichen Ländern gefährliche Frostherde, von denen oft die schädlichen Frühjahrsfroste ausgehen.

Bezüglich der Grösse der jährlichen Verdunstung von der freien Wasserfläche fand z. B. Colding in Kopenhagen für 11 Beobachtungsjahre (1849—1859) im Minimum 608,8 und im Maximum 778,2, im Mittel 709,7 mm, und betrugen die monatlichen Mittelwerte für den Januar 6,3, Februar 12,6, März 18,6, April 47,1, Mai 109,8, Juni 147,5, Juli 134,9, August 97,3, September 47,1, Oktober 25,1, November 18,8 und December 6,3 mm. Ferner fand Colding für die Verdunstung bei wassergetränktem Rasen, mit Gras von 25 mm Länge, für die Jahre 1852 bis 1859 ein Minimum von 652,8 und ein Maximum von 828,1, im Mittel 764,3 mm, dagegen bei einer Graslänge von 250 mm im Minimum 740 und im Maximum 1672,5 im Mittel 1116,6 mm. Somit war die Verdunstung vom Rasen mit kurzem Gras 7,6 % und von jenem mit längerem Gras 57,3 % grösser als von der freien Wasserfläche.

In Schweden wurden nach Beobachtungen an verschiedenen Stellen für die Jahre 1881 bis 1885 für die Verdunstung von der freien Wasserfläche die nachfolgenden Werte gefunden:

	Frei ausgesetzt für Sonne und Regen		Im Wald unter Bäumen	
	Min. mm	Max mm	Min. mm	Max. mm
Juni	105	180	30	50
Juli	120	200	30	50
August	70	130	19	40
September	16	90	7	25

Nach Nerman beträgt für das mittlere Schweden die jährliche Verdunstung von der freien Wasserfläche im Mittel 600 mm, jedoch von Sümpfen und ähnlichem durchfeuchteten Boden 700 mm, und von beschatteten Flächen nur ungef. 28 % der Verdunstung von der freien Wasserfläche.

Desgleichen wird für Deutschland die jährliche Verdunstungshöhe einer dem Winde zugänglichen Wasserfläche mindestens gleich 600 mm, mit der Möglichkeit einer Steigerung aufs Doppelte, angegeben sowie, dass die Verdunstung im Walde bei streufreiem Boden ca. 40 % und bei streubedecktem Boden nur ca. 15 % derjenigen bei freier Wasserfläche beträgt (Rh.).

Nach König kann man für Deutschland mit Rücksicht auf dessen Waldbestand und Ackerbau das Verhältnis der Verdunstungshöhen zu der Höhe der oberirdischen Niederschläge in folgender Weise annehmen:

1. Für die unmittelbare Verdunstung des von dem Regen durchnässten Bodens und seiner Pflanzenoberfläche 80 % der oberirdischen Niederschläge; die Verdunstungshöhen der freien Wasserflächen übersteigen sogar oft die der oberirdischen Niederschläge und die Verdunstung des natürlich durchfeuchteten Bodens ist kaum geringer als jene, daher obige 80 % nicht zu hoch sind.

2. Die Dämpfe welche aus dem Untergrunde über die Oberfläche aufsteigen mit 10 %.

3. Der Wasserbedarf für den Atmungsprozess der Pflanzen ist durchschnittlich jährlich 450 mm Niederschlagshöhe, gleich 60 % der oberirdischen Niederschläge, deren Höhe för Deutschland gleich 750 mm angenommen wird; mit Rücksicht darauf, dass nicht die ganze Landfläche bepflanzt ist, wird nur 40 % in Rechnung gebracht.

4. Die Verdunstungshöhe der Bäche, Flüsse und Seen mit 6 % der oberirdischen Niederschläge, wonach sich eine gesamte Verdunstung von 136 % der oberirdischen Niederschläge ergibt.

Nachdem aber überdies nach der gewöhnlichen Annahme etwa 33 % der am festen Lande gefallenen Niederschlagsmengen durch die Flüsse dem Meere zugeführt werden (in Deutschland nach König 47 % nach Minard und Hagen sogar 58 %, vergl. AB. 1880, S. 15), so folgt hieraus, dass nicht die gesamte an der Erdoberfläche zur Verdunstung kommende Wassermenge von den oberirdischen Niederschlägen herrühren kann, sondern dass ein grosser Teil aus dem Erdinneren kommt, und den früher bei Besprechung des Wasserkreislaufes angeführten Ursprung in der unterirdischen Atmosphäre hat, welche teils durch Absinken feuchter Luft der oberirdischen Atmosphäre in die oberen Erdschichten, teils durch Emporsteigen von Wasserdämpfen entsteht, die vom eingedrungenen Meerwasser herrühren. Diese Dämpfe werden bei entsprechender Temperaturabnahme in verschiedenen Tiefen zu Grundwasser kondensiert, das

3



dann bis zu einem gewissen Grad wohl auch durch die Kapillarattraktion höher steigt und sodann teils unmittelbar, teils durch Aufsaugen durch die Wurzeln der Pflanzen über die Erdoberfläche empor verdunstet.

Zur Bestimmung der Verdunstung von der freien Wasserfläche werden besondere Apparate (Verdunstungsmesser, Evaporometer oder Atmometer) verwendet, wobei die Verdunstungshöhe des in einem offenen Gefäss befindlichen Wassers durch besondere Vorrichtungen genau gemessen wird. Die Verdunstung von der Erdoberfläche ist dagegen schwer zu ermitteln. Gewöhnlich wird diese Verdunstung als Unterschied zwischen der ombrometrisch bestimmten und der versickerten Niederschlagsmenge, nach Abzug des allfällig oberirdisch abfliessenden Teiles, angegeben, wobei aber eine zuverlässige Feststellung der zum Grundwasser versickerten Niederschlagsmengen, die hierbei nur in Frage kommen können, nicht leicht möglich ist.

D. Versickerung (Infiltration).

Die in den Erdboden versickerten Niederschlagsmengen werden meistens in der oberen Erdschicht ganz und gar zurückgehalten, um dann von hier entweder unmittelbar, oder unter Vermittlung des Aufsaugens durch die Gewächse zu verdunsten. Nur ausnahmsweise, bei stark durchlässigem Boden und längere Zeit anhaltendem Regen kann ein Teil der eingedrungenen Wassermengen bis zu den obersten Grundwasserschichten, oder durch Klüfte und Spalten auch tiefer in das Erdinnere vordringen.

So wurde nach König vom Geologen Otto Volger beobachtet, dass der stärkste Regen kaum einen Meter tief eindringt; selbst in sandigem Boden, auf welchem Wasser monatelang angesammelt stand, wäre es ihm nicht gelungen das Eindringen des Wassers auf grössere Tiefe als 0,6 m nachzuweisen. Wurden ferner Drainageröhren nur einige Fuss tief in den Boden versenkt, so blieben sie vollkommen trocken von Sickerwasser, während beim Eingraben von drei Rohrsträngen über einander, den einen 0,6 m, den zweiten 1,2 m und den dritten 1,8 m tief, nur im untersten gelegentlich fliessendes Wasser, im mittleren etwas Feuchtigkeit, im obersten aber nur Trockenheit vorgefunden wurde. Hieraus kann gefolgert werden, dass die Bodenfeuchtigkeit von unten nach oben aufsteigt, und nicht von oben herabsinkt.

Als weiterer Beweis für die Richtigkeit dieser Annahme wird angeführt, dass es nach de la Hire auf den Gipfeln der Berge oft Brunnen gäbe, welche ununterbrochen reichlich Wasser besitzen, obwohl hier Zuflüsse von durchsickern-

dem Regen- und Schneewasser nicht möglich seien. Ferner wurde von de la Hire an einer dem Auffallen des Regens und Schnees ganz freien und offenen Stelle eine Metallschale von $^1/_8$ qm horizontaler Bodenfläche und 0,15 m Höhe 2,5 m tief unter der Erdoberfläche eingegraben, und am tiefsten Punkt mit einer 4,0 m langen Abflussröhre versehen, welche in einen benachbarten Keller ausmündete. Diese Messvorrichtung soll während 15 jähriger Beobachtung nicht einen Tropfen Wasser ergeben haben.

Dieselbe Vorrichtung wurde ferner 0,4 m tief unter der Erdoberfläche eingegraben und es war kein Sickerabfluss zu bemerken. Bepflanzte man die über dem Gefässe befindliche Oberfläche, so verkümmerten die Pflanzen sehr schnell wegen Trockenheit des Wurzelbodens, da durch das Gefäss das Aufsteigen der Untergrunddämpfe zu dieser Stelle verhindert wurde.

Auch aus Erfahrungen der Praxis kann gefolgert werden, dass die Versickerung keine nennenswerte sein kann, wie z. B. aus dem Verhalten von Erddämmen, welche einem seitlichen Wasserdruck zu widerstehen haben, also der Fangedämme, Deiche und Staudämme, von denen namentlich die letzteren einem ständigen Wasserdruck bis zu etwa 20 m Höhe ausgesetzt sind ohne durchsickert zu werden.

Die Bestimmung der Versickerung geschieht in gebräuchlicher Weise durch Benutzung von s. g. Versickerungsmessern (Infiltrationsmessern), bestehend aus Kästen oder Röhren von etwa 1 m Länge, welche am unteren geschlossenen Ende mit einem Ablaufrohr versehen sind, und mit den auf die Versickerung zu untersuchenden Erdarten, in der ihrem natürlichen Zustand entsprechenden Dichtigkeit gefüllt werden. Mit einer solchen Vorrichtung hat z. B. Dalton (1836—43) umfangreiche Versuche angestellt, und bei einer Füllung, bestehend von oben nach unten aus 25 cm sandigem Lehm, 39 cm sandigem Kies und 30 cm reinem Kies folgende Versickerungsmengen in Prozenten der jeweiligen Niederschlagsmenge gefunden:

Januar 63,4 %, Februar 68 %, März 49,5 %, April 13,6 %, Mai 5,75 %, Juni 4 %, Juli 3,1 %, August 0,37 %, September 4,57 %, Oktober 24,0 %, November 57,2 %, Dezember 62,3 %. Die dabei als Unterschied zwischen den Niederschlägen und diesen Versickerungen gefundene Verdunstung betrug im Sommer 94,8 % im Winter 46 % und im Jahresdurchschnitt 60,4 % der Regenhöhe.

Der Widerspruch zwischen diesen Resultaten und den oben angeführten Erfahrungen bezüglich der Versickerung dürfte darin seinen Grund haben, dass bei letzteren Versuchen die örtlichen Verhältnisse für die Verdunstung weniger günstig gewesen sein dürften, sowie dass hier etwa ein mehr oder weniger grosser Teil des gefundenen Sickerwassers nicht von den eigentlichen Niederschlägen,

sondern vom Kondensationswasser der eingedrungenen feuchten Luft hergerührt haben kann.

Eine andere Art der Bestimmung der Sickerwassermengen besteht darin, dass dieselben gleich den von Drainagen abgeführten Wassermengen angenommen werden. Allein auf Grund des früher Gesagten muss auch hier angenommen werden, dass diese Wassermengen oft zum grösseren Teil nicht unmittelbar von den oberirdischen Niederschlägen, sondern vom Kondensationswasser der von oben eingedrungenen feuchten Luft, und der von unten aufsteigenden Wasserdämpfe der unterirdischen Atmosphäre herrühren.

Die durch Drainagen abgeleiteten Wassermengen können bei Tonboden bis zu 30 %, bei Lehmboden bis zu 40 % und bei Kiesboden mit darüber liegender Humusschichte ca. 45 % der Niederschlagsmenge entsprechen, und betragen im Mittel etwa 0,00075 cbm pro Sekunde und ha (Rh.).

E. Das Grundwasser.

Das im Erdinneren vorkommende Grundwasser wird in verschiedenen Tiefen, von nahe unter der Erdoberfläche bis zu mehreren hundert Meter tief unter derselben angetroffen, und befindet sich in durchlässigen Erdschichten (s. g. wasserführenden Schichten, Grundwasserträgern), welche zwischen undurchlässigen Schichten eingebettet und in mehreren s. g. Wasserstockwerken über einander gelagert sind. Dabei befindet sich das Grundwasser teils im Ruhezustand in Grundwasserbecken, teils bewegt es sich als s. g. Grundwasserstrom nach tiefer gelegenen Gebieten, um dann in Form von sichtbaren Quellen an den Tag zu treten, oder sich als unsichtbare Quellen unter der Wasserfläche in Flüsse, Seen und in das Meer zu ergiessen, oder im Erdinneren soweit vorzudringen, dass es durch die innere Erdwärme in Dampf verwandelt, und in dieser Form wieder in die höheren Erdschichten emporgetrieben wird. Wenn sich der Grundwasserstrom zwischen undurchlässigen Schichten mit Druck befindet, so ist dies ein s. g. artesischer Strom.

Dem Ursprunge nach dürfte entsprechend den früheren Darlegungen nur bei den obersten Grundwasserschichten ein Teil unmittelbar von versickerten oberirdischen Niederschlägen, und an den Ufern der Flüsse, Seen und am Meerestrand vom versickerten Tagwasser herrühren, während der übrige Teil von den unterirdischen Niederschlägen der von oben eindringenden feuchten Luft der oberirdischen Atmosphäre, und von den emporsteigenden Dämpfen der unterirdischen Atmosphäre kommen dürfte.

Dieser letztere Beitrag rührt nach König vom Meere her, dessen Wasser durch Klüfte, Spalten und Risse, bei grösserer Tiefe durch den hohen Druck selbst

durch geschlossenes Gefüge bis zu so grossen Tiefen getrieben wird, dass es durch die innere Wärme der Erde verdampft, und in dieser Form durch die grosse Spannung sowohl nach den Seiten als auch nach oben so weit getrieben wird, bis sich die Dämpfe durch entsprechende Abnahme der Temperatur zu Grundwasser kondensieren. Die Entfernung bis zu welcher das Meerwasser vom Meeresboden in das Innere der Erde sich ausbreiten kann, ist bei grösserer Tiefe entsprechend dem hohen Druck jedenfalls eine ausserordentlich grosse, so dass es sehr wohl denkbar ist, dass bei einem von verschiedenen Meeren eingeschlossenen Kontinent, die von denselben eingedrungenen Wasser einander erreichen.

Hierdurch lässt sich auch nur die Wirkung derjenigen Rohrbrunnen erklären, die ohne mit entsprechend hoch gelegenen Niederschlags- und Sickergebieten in Verbindung stehen zu können, als s. g. artesische Brunnen Druckwasser liefern, wie dies beispielsweise bei vielen in den Oasen der Wüsten Afrikas und Arabiens angelgten Brunnen der Fall ist. Diese bis zu mehreren hundert Meter hinabreichenden Brunnen stehen mit Behältern im Erdinneren in Verbindung, wo sich das aus den Wasserdämpfen entstehende Grundwasser unter dem Druck jener gespannten Dämpfe befindet. Auch der Umstand, dass solche Bohrbrunnen, oft nach Art der natürlichen Sprudel (Gejser) heisses Wasser liefern, lässt sich in gleicher Weise erklären.

Für die Richtigkeit dieser Annahme über die Bildung des Grundwassers hauptsächlich aus den Niederschlägen im Erdinneren spricht schliesslich auch die Tatsache, dass ein ausgedehnter Waldbestand die Bildung und Unterhaltung des Grundwassers und der Quellen sehr begünstigt, trotzdem im Walde ein grosser Teil der Niederschläge schon von den Kronen der Bäume zurückgehalten wird und von dort aus verdunstet, während der durchdringende Teil meistens von dem mit Streu, Moos etc. bedeckten Boden festgehalten wird und von dort allmählich verdunstet. Die Bildung des Grundwassers hat aber hier seinen Grund darin, dass die Waldluft eine grössere relative Feuchtigkeit besitzt und dadurch beim Hinabsinken in das Erdinnere auch grössere Niederschläge bildet, nebstdem diese feuchte Luft auch dem Empordringen der unterirdischen Feuchtigkeit hinderlich ist. Ferner wird auch im Walde infolge der Beschattung durch die Bäume die Erdoberfläche nicht soviel erwärmt und dadurch die Bildung der unterirdischen Niederschläge begünstigt.

Für gewisse Zwecke, namentlich für Wasserversorgungen ist die Kenntnis der Bewegung und der Mengen des Grundwasserstromes von Wichtigkeit. Dieselben werden im allgemeinen aus der Beschaffenheit des Grundwasserspiegels und jener des Grundwasserträgers beurteilt. Unter bestimmten Voraussetzungen über die Beschaffenheit des letzteren kann der Verlauf der Oberfläche des Grundwassers in folgender Art bestimmt werden:

Taf. I, Fig. 8. Form der Oberfläche des Grundwassers, bei dessen Abfluss aus einem homogenen Grundwasserträger in einen offenen Rezipienten von der Tiefe h, oder dessen Wasserfläche sich in einer Höhe h über der horizontalen Oberfläche der undurchlässigen Schicht unter dem Grundwasserträger befindet.

Bei Voraussetzung eines Grundwasserträgers von gleichartigem Gerölle kann die Geschwindigkeit des Grundwassers erfahrungsgemäss dem Gefälle des Wasserspiegels proportional angenommen werden. Ist daher an einem beliebigen Punkte B der Wasserfläche, dessen Abstand vom Ausflusspunkte A mit x, und dessen Höhe über der undurchlässigen Schicht mit y bezeichnet wird, das relative Gefälle (Verhältnis des Höhenunterschiedes zweier nahe gelegenen Punkte der Wasserfläche zu ihrer Entfernung):

$$J = \frac{dy}{dx}, \text{ so ist die Geschwindigkeit}$$

$$v = k\frac{dy}{dx},$$

worin k einen von der Beschaffenheit des Grundwasserträgers abhängigen Erfahrungskoeffizienten bezeichnet.

Wird ferner vom Grundwasserstrom eine Breite $= 1$ in Betracht gezogen und bezeichnet k_1 den Durchlässigkeitskoeffizienten (Verhältnis zwischen dem wasserdurchlassenden Teil und dem ganzen Querschnitt des Grundwasserträgers, je nach der Korngrösse $= 0{,}2$ bis $0{,}4$), so ist der durchlassende Querschnitt bei B:

$F = k_1 . y . 1$ und die als konstant vorausgesetzte sekundliche Wassermenge

$$Q = F . v = kk_1 y \frac{dy}{dx}$$

$$Qx = kk_1 \frac{y^2}{2} + C,$$

oder, da für $x = o$, $y = h$, daher $C = -kk_1\frac{h^2}{2}$

$$y^2 = \frac{2Qx}{kk_1} + h^2,$$

$$z = y - h = \sqrt{\frac{2Qx}{kk_1} + h^2} - h$$

Demnach bildet im vorliegenden Falle das Längenprofil der Oberfläche des Grundwasserstromes eine Parabel, und kann die Gleichung dazu dienen, um bei bekannter Wassermenge Q die Höhenlage der Grundwasserfläche an beliebiger Stelle, oder umgekehrt bei unmittelbarer Messung dieser Höhenlage (durch Bohrung) die Wassermenge zu ermitteln.

Unter anderen Verhältnissen, also bei ungleichmässiger Beschaffenheit des Grundwasserträgers, unregelmässigem Verlauf der undurchlässigen Schicht oder wechselnder Breite des Grundwasserstromes, bildet das Längenprofil im allgemeinen eine mit kontinuirlichem Gefälle gegen den offenen Rezipienten verlaufende Wellenlinie.

Der Geschwindigkeitskoeffizient k kann durch Versuch in der Weise bestimmt werden, dass die fragliche Bodenart des Grundwasserträgers in ein am Boden mit einem Sieb versehenes Gefäss bis zu einer gewissen Höhe H gefüllt, und durch diese Füllung reines Wasser mit einer Druckhöhe H_1 filtriert wird. Die Geschwindigkeit u des abfliessenden Wassers ist dann der Druckhöhe direkt und der Höhe der Filterschicht indirekt proportional, daher:

$$u = k\frac{H_1}{H}$$

Bezeichnet ferner F die Grundfläche und $F_1 = k_1 F$ den wasserdurchlassenden Querschnitt (wobei wie oben angeführt $k_1 = 0{,}2$ bis $0{,}4$), so ist für die sekundliche Wassermenge auch

$$u = \frac{Q}{F_1}, \text{ daher}$$

$$k = \frac{Q}{F_1} \cdot \frac{H}{H_1}$$

Im allgemeinen darf angenommen werden, dass der Koeffizient k dem Durchmesser des Kornes direkt proportional ist.

Für gewisse Zwecke ist eine regelmässige Feststellung der Höhe des Grundwassers (des s. g. Grundwasserstandes) erforderlich, was durch Anwendung von Pegeln der später besprochenen Art geschieht, welche in Brunnen angebracht werden.

F. Das Tagwasser.

1. Allgemeines.

Bei dem alle fliessenden und ruhenden Gewässer der Erdoberfläche umfassenden Tag- oder Oberflächenwasser ist für die Zwecke des Wasserbaues vor allem die Kenntnis der Höhenlagen der Wasserfläche, der Tiefen und der Wassermengen von Wichtigkeit.

Stellt die nachstehende Textfig. 2 irgend welchen Durchschnitt (Profil) eines stehenden, oder den Querschnitt (das Querprofil) eines fliessenden Gewässer und Fig. 2a den Längenschnitt (das Längenprofil) des letzteren vor, so nennt man die Höhe der Wasserfläche in bezug auf irgend einen Horizont

Fig. 2.

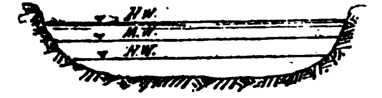


Fig. 2a.



den Wasserstand. Man unterscheidet den Niedrigwasser-(Niederwasser-), Mittelwasser-, und Hochwasserstand, welche mit bezw. *N.W.*, *M.W.* und *H.W.* bezeichnet zu werden pflegen, sowie auch noch den s. g. normalen oder gewöhnlichen Wasserstand, welcher im Jahre ebenso oft überschritten als nicht erreicht wird, und den absolut höchsten und den absolut niedrigsten Wasserstand.

Bei den Querprofilen fliessender Gewässer hat man das eigentliche Rinnsal (Flussbett, Flussprofil) und das Überschwemmungsgebiet (Inundationsgebiet) zu unterscheiden.

Ist α der Neigungswinkel der Wasserfläche gegen den Horizont und h deren absolutes Gefälle auf die Länge l, so ist

$$\frac{h}{l} = \text{tang}\ \alpha = J$$

das relative Gefälle, bezw. Gefälle auf die Längeneinheit. Ist ferner F die Querschnittfläche eines rinnenden Gewässers bei einem bestimmten Wasserstand und v die mittlere Geschwindigkeit des Wassers in diesem Profil, so ist:

$$Q = F.v$$

die sekundlich abfliessende Wassermenge.

Der die Ermittlung der Wasserstände und Wassermengen umfassende Teil des Wasserbaues bildet die s. g. Hydrometrie.

2. Bestimmung der Profile.

Die Aufnahme der Profile geschieht durch Messung der Tiefenlage bestimmter Punkte des Profils unter einem angenommenen Horizont. Gewöhnlich werden diese Tiefenmessungen (s. g. Peilungen) auf die Wasserfläche bezogen und werden bei kleineren Tiefen mittels Peilstangen mit Centimeterteilung vorgenommen, an denen die Tiefe entweder direkt, oder durch Einnivellieren abgelesen wird, während bei grösseren Tiefen das Senkblei zur Anwendung kommt. Bei ausgedehnten Peilungen werden zur Erleichterung und Beschleunigung der Peilarbeit auch besondere Vorrichtungen, nämlich Peilschiffe mit besonders eingerichteten Peilwagen oder mit selbsttätigen Peilapparten benutzt. Im folgenden sollen einige Apparate dieser Art besprochen werden.

Taf. 1, Fig. 9. Peilschiff, angewendet bei der Kanalisierung des Eisernen Tores an der unteren Donau bei Orsova[1]. Da bei diesen grossartigen Arbeiten sehr umfangreiche Felssprengungen unter Wasser ausgeführt werden mussten, so waren hierfür sehr ausgedehnte Peilungen erforderlich, um durch eine genaue Aufnahme der Flusssohle die endgiltige Festlegung der Baupläne und darnach die Berechnung der Arbeitsleistung der Felsprengungen vornehmen zu können. Gleichzeitig musste diese Aufnahme ein genaues Bild des Arbeitsfeldes geben, sodass jeder Punkt wieder auffindbar wurde und die Arbeitseinteilung nach der Tiefe der zu beseitigenden Felsen bestimmt werden konnte. Zu dem Behufe wurde über jeder Baustelle im Bereich der auszusprengenden Kanäle ein Quadratnetz von Punkten in 1 m Entfernung angelegt. Dies gab bei 60 m Kanalbreite und einer jederseits noch 5 m breiten Aufnahmszone, somit bei einer Gesamtbreite von 70 m, per Kilometer 70 000 Peilungen.

Zur Durchführung dieser Arbeit wurde das in Fig. 9 im Querschnitt ersichtliche Peilschiff (Sondierschiff) benutzt, das als Doppelboot gebaut war, bestehend aus zwei eisernen Kähnen von je 35 m Länge, 4 m Breite und 0,6 m Tiefgang, welche in 13,35 m Achsenentfernung durch sechs eiserne Querträger und zwei Andreaskreuze mit einander gekuppelt waren. Der Zwischenraum von 9,35 m lichter Weite war durch eine als Messbühne eingerichtete Plattform überbrückt, in der parallel und senkrecht zur Mittellinie 10 . 20 = 210 Peillöcher in je 1 m

[1]) Vergl. „Wasserbau IV. Teil“ S. 46.

Entfernung angeordnet und zwischen ihren Längsreihen sechs Schienen verlegt waren, welche fünf Gleise von je 2 m Spurweite für die zwei Peilwagen bildeten. An den Kopfseiten der Messbühne befanden sich tiefer liegende Plattformen mit einem Quergleis von 1,2 m Spurweite für je eine Schiebebühne, womit die Peilwagen von einem Gleis zum anderen versetzt wurden.

Gegen die Strömung wurden zwei vierarmige Hauptanker an etwa 1000 m langen, von Schwimmbojen getragenen Ketten und je zwei Seitenanker ausgeworfen, so dass das Schiff mit Hilfe der auf Deck befindlichen Winden leicht verholt, geschwenkt, eingerichtet und festgelegt werden konnte.

An den Peilwagen waren in den Ecken eines Quadrates von 1 m Seitenlänge zwischen je zwei Rollenpaaren vier Peilstangen, in Form von eisernen Rohren von 121 mm Durchmesser und 10 m Länge, angebracht. Dieselben wurden durch je eine am Wagen angebrachte Winde in der Art gehoben und gesenkt, dass sie durch eine unten befestigte Öse an einem zur Trommel der Winde geführten Drahtseil von 10 mm Dicke aufgehängt waren. Die Peilstangen waren mit einer Decimeterteilung versehen und wurden an einem festen Ablesemasstab mit Centimeterteilung vorbeigeführt, so dass die Ablesung auf Centimeter genau geschehen und noch auf Bruchteile geschätzt werden konnte (AB. 1899, S. 86).

Taf. 1, Fig. 10. Selbsttätiger Peilapparat von Vouret. Bei diesem in den fünfziger Jahren in Frankreich zur Anwendung gekommenen Apparat ist die an der Seite eines Schiffes in einer Hülse in vertikaler Richtung verschiebbare Peilstange *AB* am unteren Ende mit einer Rolle versehen, die in einer Rinne des schaufelförmigen Endes einer Schleppstange *AC* aufsitzt (AB. 1860, S. 105—TFF. 1899, S. 33).

„ Fig. 11. Älterer Peilapparat der Elbestrom-Bauverwaltung (von Siber). Dieser anfangs der siebziger Jahre am Bereisungsschiff jener Bauverwaltung angewendete Apparat besteht aus einer Schleppstange *AC*, die am unteren Ende mit einem gusseisernen Rad versehen ist, von dessen Achse die Peilstange *AB* ausgeht. Diese ist am oberen Ende mit einem Zeiger versehen, der sich längs einer festen Skala bewegt (DB. 1875, S. 86—TFF. 1899, S. 33).

„ Fig. 12—12a Selbstzeichnende Peil-Vorrichtung von Stecher. Diese im Jahre 1881 dem Erfinder patentierte Vorrichtung ist ein Peilschiff zwischen dessen zwei fest mit einander gekuppelten Kähnen sich eine Schleppstange von solcher Art befindet, dass bei der Vorwärtsbewegung des Schiffes die jeweiligen Tiefen durch einen mit der Drehachse der Schleppstange in Verbindung stehenden Registrierapparat selbsttätig aufgezeichnet werden.

Zu dem Behufe bildet der untere Teil *ab* der Schleppstange *A* (Fig. 12) eine Schaufel, die nach der Evolvente zu dem vom Punkte *b* beschriebenen Kreisbogen *bdo* gebogen ist. Demnach ist die Tiefe

$$T = ac = \text{Bogen } bd$$

Auf der Wellenachse *W* der Schleppstange sitzt ein Segmentrad *B* vom Halbmesser *r*, das durch ein Stahlband mit einer wagrecht beweglichen, den Schreibstift *S* tragenden Stange in Verbindung steht. Dadurch dass der Stift mit der durch ein Uhrwerk bewegten Papiertrommel in Berührung steht, werden die Bewegungen der Schleppstange auf der Trommel aufgezeichnet. Ist *S'* die Stellung des Stiftes entsprechend der Lage *A'* der Schleppstange an der Wasserfläche und *S* entsprechend der Lage *A* in der Tiefe *T*, so kann die Weglänge *x* des Stiftes dem vom Radius *r* beschriebenen Bogen gleich gesetzt werden, und ist daher, wenn mit *R* der Halbmesser des Bogens *ob* bezeichnet wird:

$$\frac{\text{Bogen } bd}{x} = \frac{R}{r}, \text{ somit}$$

$$\text{Bogen } bd = T = \frac{Rx}{r}$$

Wird daher bei S' ein fester Stift angebracht, so beschreibt derselbe eine gerade Linie, welche der Wasserfläche entspricht, und entsprechen dann die Ordinaten der vom beweglichen Stift beschriebenen Linie, multipliziert mit dem Verhältnis $\frac{R}{r}$, den Tiefen T.

Der Apparat wurde zuerst im Jahre 1882 von der Elbestrom-Bauverwaltung für Peilungen in der Elbe, später aber auch an anderen Stellen, z. B. beim Bau des Nord-Ostsee-Kanals mit Vorteil angewendet. Bei letzterer Gelegenheit hatte derselbe die in Fig. 12a ersichtliche Anordnung, wobei $R = 11{,}5$ m und $r = 0{,}23$ m, daher

$$T = \frac{11{,}5}{0{,}23}\, x = 50x \text{ betrug.}$$

Die Schleppstange bestand hier aus Winkeleisen und Blech (CBl. 1885, N:o 34—1885, S. 349—1891, S. 228—AdP. 1891, I, S. 485—Engg. 1895, II, S. 140).

3. Ermittlung der Wasserstände.

Die Ermittlung der Wasserstände ist für die Zwecke des Wasserbaues, der Schiffahrt etc. von Wichtigkeit, weshalb hierfür an bestimmten Punkten regelmässige Beobachtungen zu geschehen pflegen. Es ist von Wichtigkeit, dass solche Beobachtungen nicht nur an verschiedenen Punkten bei einem und demselben Flusse vorgenommen werden, sondern es sollen auch bei Seen die Wasserstände (Seestände) an mehreren Punkten beobachtet werden, um hierdurch den Einfluss des Windes und etwaiger Ablesungsfehler zu eliminieren.

Zur Ermittlung der Wasserstände werden Wasserstandsmesser (s. g. Pegel) verwendet, welche in der einfachsten Form aus einer mit Centimeterteilung versehenen hölzernen oder gusseisernen (emaillierten) Messlatte bestehen, die an einem festsitzenden Pfahl, Brückenpfeiler etc. befestigt und bis zu einer entsprechenden Tiefe in das Wasser eingetaucht sind. Der Nullpunkt der Teilung ist auf einen bestimmten Horizont einnivelliert.

Nachdem aber das Beobachten des Wasserstandes an solchen festen Pegeln unbequem ist, so werden auch bewegliche Pegel verschiedener Art, darunter namentlich solche mit Schwimmern (auch schwimmende Pegel genannt) verwendet, bei denen der Wasserstand in beliebiger Höhe über der Wasserfläche angezeigt wird. Hierbei ist bei der einfachsten Anordnung der aus einem wasserdicht geschlossenen Blechgefäss bestehende Schwimmer entweder mit einer Stange versehen, welche bis zur Beobachtungsstelle empor reicht, und dort mit einem Zeiger versehen ist, oder von demselben geht eine Schnur, Kette oder ein Draht aus, der in entsprechender Höhe über eine mit einem Uhrzeiger und geteilter Scheibe versehene Achse geführt, und am andern Ende mit einem Gegengewicht versehen ist.

Zu den Apparaten dieser Art gehören auch die folgenden:

Taf. 1, Fig. 13. Schiebepegel, wobei die in einem festen Rahmen verschiebbare Latte in eine Spitze ausläuft, die eine genaue Einstellung auf dem Wasserspiegel erlaubt. Die Latte ist mit einer von der Spitze ab zählenden Teilung versehen und wird durch einen Keil in beliebiger Stellung festgehalten. Als Zeiger dient die obere Kante der oberen Führungsleiste, deren Höhenlage durch Nivellement auf einen angenommenen Horizont bezogen ist. Dieser Pegel ist in neuester Zeit bei Stauanlagen in der Schweiz zur Anwendung gekommen (Schw. Bztg. 1899, Bd. XXXIV, N:o 21, S. 207).

„ Fig. 14. Amerikanischer Seilpegel, angewendet am Missouri. Derselbe besteht aus einem bis über den höchsten Wasserstand reichenden Gerüst, mit horizontaler, durch eine Laufbrücke zugänglicher Pegeltafel. Die Ermittlung des Wasserstandes geschieht durch ein über eine Rolle *R* geführtes Seil, an dessen einem Ende ein zur Wasserfläche niederzusenkendes Gewicht *G* von 7 bis 8 kg hängt, während das andere mit einem Handgriff *H* und Zeiger versehen ist, der so lange längs der Pegeltafel geführt wird, bis das Gewicht die Wasserfläche berührt (ZfB. 1895, Ergänz. Heft Bl. IV).

„ Fig. 15. Rollbandpegel, System Seibt-Fuess. Der auf dem Wasser ruhende, mit dem Standwechsel desselben sich hebende und senkende Schwimmer *S* hängt an einem über die Walze *W* gelegten Draht. Letztere steht mit einem Getriebe *T* in Verbindung, durch welches das über die beiden Rollen *R* und R_1 geführte, durch ein Gegengewicht *G* in Spannung erhaltene Band *B* in Bewegung gesetzt wird. Diese ist mit einer dem Getriebe *T* entsprechend vergrösserten Teilung versehen und wird an einem mit einer Zeigermarke *J* versehenen Fenster derart vorbeibewegt, das unter stetiger Auf- und Abwickelung des Bandes der jeweilige Wasserstand auf grössere Entfernung unmittelbar abgelesen werden kann (CBl. 1897, S. 368).

Besonders bequem für die Beobachtung sind die Luftdruckpegel (pneumatische Pegel), die so eingerichtet sind, dass der Wasserstand an mehr oder weniger entfernten Stellen ersichtlich gemacht werden kann. Dieselben bestehen aus einer gusseisernen Glocke, welche nach Art der Taucherglocke durch ein biegsames dünnes Rohr aus Kupfer oder Blei mit einem an der Beobachtungsstelle befindlichen Manometer in Verbindung steht. Wird die Glocke in das Wasser versenkt, so wird die in derselben eingeschlossene Luft je nach dem Wasserstand verschiedene Spannungen erhalten, die am Manometer ersichtlich werden. Durch Verzweigungen des Rohres kann der Wasserstand an verschiedenen Stellen angezeigt werden. Diese Pegel leiden aber an dem Übelstand, dass die Genauigkeit der Angaben durch den Einfluss der Temperaturveränderungen auf die Spannung der eingeschlossenen Luft beeinträchtigt wird.

Bei der Anwendung der obgenannten Pegel ist ein unmittelbares Ablesen des jeweiligen Wasserstandes erforderlich, und zwar pflegt dies täglich wenigstens einmal zu bestimmter Zeit zu geschehen, bei Hochwasser und Eisgang aber auch öfters (bei den deutschen Flüssen bis zu etwa zwölfmal des Tages). Die gewonnenen Resultate werden dann tabellarisch zusammengestellt oder zu graphischen Wasserstandskurven verwendet.*) Man hat aber auch selbstanzeigende Pegel, welche in der einfachsten Form so eingerichtet sind, dass sie den höchsten und

*) Vergl. Bestimmungen betreffend die Beobachtungen und Aufzeichnungen, über das Auftreten und den Verlauf der Anschwellungen in grösseren Gewässern des deutschen Rheingebietes" CBl. 1886 N:o 51 A.

eventuell auch den niedrigsten Wasserstand innerhalb des Beobachtungszeitraumes selbsttätig angeben, sowie selbstzeichnende, selbstschreibende oder selbstregistrierende Pegel (Limnigraphen, Mareographen), welche sämtliche Wasserstände durch eine kontinuierliche Kurve darstellen.

Selbstanzeigende Hochwasser-Pegel werden namentlich in Holland zum Anzeigen des höchsten Wasserstandes bei Sturmfluten viel verwendet, und bestehen dieselben aus einem Schwimmer mit Gegengewicht, welche an einer über eine Rolle laufenden kupfernen Kette angehängt sind. Die Rolle ist mit einem Sperrad versehen, in welches eine Sperrklinke eingreift, wodurch der Schwimmer beim höchsten Wasserstand festgehalten wird. Ferner zeigt

Taf. 2, Fig. 1—1a einen gleichfalls in Holland benutzten selbstanzeigenden Hoch- und Niederwasser-Pegel, wobei auf der Achse der vorgenannten Rolle ein Zahnrad sitzt, in welches ein grösseres Zahnrad eingreift, auf dessen Achse ein Zeiger befestigt ist. Rechts und links von diesem Zeiger sitzen auf dem Zifferblatt noch zwei verstellbare Zeiger, welche vom ersteren mittels eines Stiftes bis nach der höchsten bezw. tiefsten Lage des Schwimmers mitgenommen werden und beim Zurückgehen des mittleren Zeigers dort stehen bleiben.

Eine andere Variation eines solchen Apparates besteht darin, dass die beiden verstellbaren Zeiger mit je einer Uhr in Verbindung stehen, welche bei Erreichung des höchsten, bezw. niedrigsten Wasserstandes zum Stehen gebracht werden. Noch ein weiterer Apparat dieser Art ist so beschaffen, dass ausser der Angabe des höchsten und niedrigsten Wasserstandes auch noch derjenige zu bestimmten Zeitpunkten des Tages angegeben wird (CBl. 1890 S. 469 & 6).

Von den zahlreichen Konstruktionen selbstzeichnender Wasserstandsmesser mögen hier die folgenden angeführt werden:

Taf. 2, Fig. 2. Selbstzeichnender Pegel des hydrographischen Amtes der deutschen Admiralität. Dieser schon seit längerer Zeit an mehreren Punkten der deutschen Küste, z. B. auf Arcona und der Insel Sylt angewendete Apparat besteht im wesentlichen aus einem Schwimmer *A* der an einer vertikalen Zahnstange *B* befestigt und durch das Gegengewicht *C* im Gleichgewicht gehalten wird. Die Zähne von *B* greifen in diejenigen eines Zahnrades *D* ein, auf dessen Welle gleichzeitig ein kleineres Zahnrad *E* sitzt. In letzteres greift wieder die wagrechte Zahnstange *F*, an ihrem Ende einen Schreibstift *G* tragend, welcher auf der mit Papier überzogenen, und durch ein Uhrwerk *U* in 24 Stunden um ihre Achse gedrehten wagrechten Walze *J* gleitet. Zur Vermeidung eines todten Ganges drückt das Gewicht *K* die Zähne von *F* fest gegen jene von *E*. Der Papierbogen ist mit Höhen- und Stundenlinien versehen. Bei wenig wechselndem Wasserstand, wie an der Ostsee können die Kurven mehrerer Tage auf einem Bogen Platz finden, zu welchem Zwecke man nur die Zahnstange täglich um ein gewisses Mass zu verrücken braucht (CBl. 1888 S. 192).

„ Fig. 3. Variation des gleichen Instrumentes, wie selbes im Jahre 1885 seitens des Königl. Geodätischen Institutes in Berlin in Travemünde aufgestellt wurde. Beim Steigen und Fallen des Schwimmers *A*, der durch einen mittels des Gegengewichtes *B* gespannten Drahtzug mit einer Rolle verbunden ist, wird das kleine auf der Achse der Rolle sitzende Zahnrad *C* bewegt, und schiebt die Zahnstange *D* in lotrechter Richtung auf und nieder, wobei der daran angebrachte Schreibstift *S* die Schwankungen des Wasserspiegels auf der vertikalen Walze *E* verzeichnet. Zur Erleichterung der Bewegung der Zahnstange

ist ihr Gewicht durch ein Gegengewicht F ausgeglichen. Die Walze E, deren Umfang 0,5 m beträgt, wird durch das Uhrwerk U in 48 Stunden einmal um ihre Achse gedreht, so dass die Kurven zweier Tage hier fortlaufend verzeichnet werden. Um für spätere Ablesungen trotz Zusammenschrumpfens des Papiers einen richtigen Masstab zu haben, wird ein bestimmtes Mass beim Aufspannen und Abnehmen der Bogen auf denselben abgesteckt (CBl. 1888 S. 231).

Taf. 2, Fig. 4. Limnigraph von O. Schäffler, angewendet beim hydrographischen Dienst in Österreich. Derselbe besteht aus einem gusseisernen Ständer A, welcher das Uhrwerk U mit der durch dasselbe in Bewegung gesetzten Registriertrommel P und das zur Umsetzung der Bewegung des Schwimmers S auf den Schreibstift s dienende Gestänge und Räderwerk zu tragen hat.

Die Bewegungen des Schwimmers übertragen sich mittels des durch ein Gegengewicht G stets gespannt gehaltenen Schwimmerdrahtes D auf das Schwimmerrad R, dessen Rillen der Draht mehrfach umwunden durchläuft. An der Achse dieses Rades sitzt das Spannrad r, an welchem der das Gegengewicht tragende und dem Schwimmerdraht entgegengesetzt gewickelte Spanndraht E befestigt ist, und ein Zahnrad Z, welches in die gezahnte Triebstange T eingreift und diese je nach der Bewegung des Schwimmers auf- und abwärts bewegt. Die Triebstange trägt am oberen Ende einen zu ihrer Führung dienenden, in das Traggestelle eingreifenden Schlitten und an einem federnden Arm den Schreibstift s, welcher die Bewegungen der Triebstange auf der Registriertrommel verzeichnet.

Das Verhältnis zwischen dem Hub des Schwimmers und dem Weg der Triebstange ist so gewählt, dass ein Meter der Wegstrecke des Schwimmers am Registrierpapiere einer linearen Grösse von 40 oder 80 mm gleichkommt, und sonach bei einer Trommelhöhe von 440 mm sich Wasserstandsdifferenzen von 10 oder 5 m noch verzeichnen lassen (ÖM. 1897, S. 55).

„ Fig. 5. Flutmesser von Reitz. Dieser Apparat besteht aus einem Schwimmer A, dessen lotrechte Bewegungen von einer grossen Rolle P im Verhältnis 1: 10 auf eine kleine gezahnte Rolle p übertragen werden, welche wieder eine horizontale Zahnstange T mit dem Stift S in Bewegung setzt, und durch letzteren an der rotierenden Walze C den jeweiligen Wasserstand markiert. Mit dieser Walze steht hier ein Apparat zur Bestimmung des mittleren Wasserstandes in Verbindung, bestehend aus einer auf der Achse der Walze sitzenden Scheibe D aus mattem Glas, auf der ein aus zwei kleinen, mit Tourenzählern versehenen Rollen r_1 und r_2 bestehender Wagen sich bewegt, welcher mit der Zahnstange T im Verbindung steht. Da sich die Rolle r_1 um so schneller bewegt je weiter ihr Kontakt mit der Glasscheibe vom Zentrum derselben entfernt ist, so ist ihr Rotationswinkel während eines kleinen Zeitintervalles der Fläche zwischen den zwei entsprechenden Ordinaten der Wasserstandskurve proportional, und erscheint sodann der mittlere Wasserstand gegeben durch den Quotienten aus der Tourenzahl der Rolle r_1 durch die Tourenzahl der Scheibe. Die Rolle r_2 dient zur Kontrolle der Umdrehungen von r_1 (ÖW. 1890, S. 291).

„ Fig. 6. Mareograph von A. Petrelius. Dieser ausser im Hafen von Helsingfors auch noch an mehreren Stellen in Russland angewendete Apparat unterscheidet sich von den gebräuchlichen selbstzeichnenden Pegeln wesentlich dadurch, dass dabei kein im Wasser befindlicher Schwimmer zur Anwendung kommt, und dass die Wasserstandsveränderungen ohne Vermittlung von Getrieben auf die Papiertrommel übertragen werden. Die Vermeidung des Schwimmers ist namentlich an Stellen mit schwerer Eisbildung von Vorteil, da hierdurch die Notwendigkeit entfällt, die Stelle ständig eisfrei zu halten, während die Getriebe zu Ungenauigkeiten Veranlassung geben können und den Apparat kompliziert machen. Bei diesem Apparat ist ausserdem eine Anordnung getroffen, wodurch die Richtigkeit der Angaben von den Temperaturschwankungen unabhängig ist.

Derselbe besteht entsprechend der schematischen Darstellung Fig. 6 aus einem Metallrohr *M* in dessen unterem entsprechend erweiterten Teil sich eine *S*-förmig gebogene Röhre *ABC* befindet, die im Arme *A* und im unteren Teil von *B* mit Quecksilber, in *B* und *C* dagegen mit Paraffin-Öl gefüllt ist. Die Quecksilbersäule *A* trägt einen Schwimmer *F* der mittels eines Drahtes *D* mit dem gegen die Trommel *T* angedrückten Schreibstift *S* in Verbindung steht. Dieser Draht ist in seiner Fortsetzung über eine Rolle *R* geführt und wird durch ein Gegengewicht *G* gespannt gehalten. Die Ölfüllung bezweckt, das Quecksilber vom Wasser getrennt zu halten, und hält sich diese Füllung, dadurch dass das Öl leichter ist als Wasser, im oberen Teil der Rohrkrümmung, wodurch das Eindringen von im Wasser schwimmenden Verunreinigungen verhindert wird. Zu gleichem Zwecke ist das untere Ende *N* des Rohres *C* verengt.

Am oberen Ende des Rohres *A* ist ein Kompensationsdraht *K* befestigt, der mit einem Gewicht G_1 über eine Rolle R_1 gespannt ist und einen Schreibstift S_1 trägt, welcher gleichfalls auf der Trommel *T* eine fortlaufende Linie zieht. Dadurch dass die Drähte *D* und *K* unter dem Einfluss der Temperatur in gleicher Weise ihre Länge verändern, sind die Entfernungen zwischen den beiden Stiften von der Temperatur unabhängig und allein den Schwankungen des Wasserstandes proportional.

Die Durchmesser der Röhren *A* und *B* sind so gewählt, dass die Bewegungen der Quecksilberoberfläche im Rohre *A* (und damit des Schreibstiftes *S*) dem zwanzigsten Teil der Wasserstandsveränderungen entsprechen.

Der untere Teil des Apparates wird bis zu einer Tiefe versenkt, wo das Wasser nicht mehr zum Gefrieren kommt. In der Ostsee und im Finnischen und Bottnischen Busen ist es genügend, wenn die Mitte des Rohres *B* ungefähr 2 m unterhalb des mittleren Wasserstandes sich befindet. Ein weiterer Schutz gegen Kälte ist nicht nötig.

Bei den oben beschriebenen selbstzeichnenden Pegeln wird der Registrierapparat zum Schutz gegen Beschädigungen und gegen die Witterungseinflüsse, sowie um eine ungestörte Bedienung desselben zu ermöglichen, in einem Schutzhäuschen untergebracht.

Es gibt auch selbstregistrierende Pegel, welche den Wasserstand auf grössere Entfernungen mittels Telegraph anzeigen (Fern-Flutmesser, Telemareographen). Solche Apparate (von der Firma Schubart in Gent) sind z. B. längs der Schelde und ihrer Nebenflüsse aufgestellt, und werden dadurch die Wasserstände in Antwerpen aufgezeichnet (AdP. 1885, Okt. S. 763, — HZ. 1887, S. 174)*).

*) Siehe bezügl. weiterer Wasserstandsmesser neuerer Art: CBl. 1890, S. 6 & 469 — CBl. 1891, S. 405—CBl. 1897, S. 93 (selbsttätiger Luftdruckpegel, Syst. Seibt Fuess). Auch der früher besprochene registrierende Regenmesser von Schreiber (Taf. 1, Fig. 5) kann als selbstregistrierender Luftdruckpegel benutzt werden, wenn das zu den Dosen *D* führende Druckrohr *R* mit einer unter Wasser versenkten Glocke in Verbindung gebracht wird (Cl. 1895, S. 373).

4. Die Wasserstands-Prognose.

Die Wasserstands-Prognose ist die Vorausbestimmung des Wasserstandes an irgend einer Stelle eines Flusslaufes, auf Grund der vorher am oberen Teil des Flussgebietes beobachteten Veränderungen des Wasserabflusses. Der Zweck einer solchen Vorausbestimmung kann verschieden sein, namentlich um bei Ortschaften, Industriewerken, Bauplätzen etc. gegen drohende Überschwemmungen durch Hochwasser rechtzeitig die nöthigen Schutzvorkehrungen treffen zu können, während für die Zwecke der Schiffahrt die Vorausbestimmung der niedrigsten Wasserstände von Wichtigkeit ist.

Im allgemeinen gestalten sich die Beziehungen der Wasserstände zwischen zwei Flusstellen umso einfacher, je weniger Nebenflüsse zwischen denselben in das Hauptgerinne einmünden, und lassen sich diese Beziehungen in verschiedener, mehr oder weniger genauer Weise, am einfachsten auf graphischem Wege zum Ausdruck bringen, welches Verfahren namentlich in Frankreich schon seit längerer Zeit angewendet wird.

Als ein Beispiel einfacher Art möge hier das am Flusse Liane seit dem Jahre 1883 geübte Verfahren angeführt werden. Der sich bei Boulogne in das Meer ergiessende Fluss ist bei seiner, von den Quellen bis zur Mündung ca. 40 km betragenden Länge, am oberen Teil von steilem Hügelland begrenzt, während der mittlere und untere Teil flach und von sanften Abhängen begrenzt sind. Hierdurch verursachen die Wasser, welche am oberen Teile rasch abfliessen, am mittleren und unteren Teil bedeutende Überschwemmungen, welche durch die Prognose vorausgesagt zu werden pflegen. Der erste Punkt woselbst die Überschwemmungen ihren Anfang zu nehmen pflegen ist die von den Quellen ca. 8 km entfernte Ortschaft Bournonville, wo der höchste Wasserstand ungefähr eine Stunde nach Aufhören des Niederschlages am oberen Teil eintritt. Die Vorausbestimmung dieses Wasserstandes geschieht hier aus den Niederschlagsmengen, welche ombrometrisch festgestellt und per Telephon nach Bournonville mitgeteilt werden. Auf Grund mehrjähriger Beobachtungen wurde festgestellt, dass ein rascheres Ansteigen des Wasserspiegels in Bournonville erst dann eintritt, wenn bei einem als normal stark angenommenen Regen von 1 bis 1,1 mm in der Stunde, der Wasserstand vorher auf 40 cm über Null gestiegen ist, welcher Wasserstand also den Masstab für die vollständige Sättigung des Bodens mit Regen bildet. So oft nun bei diesem Wasserstand ein solcher normal starker Regen im oberen Gebiete eintrat, wurde die gesamte Niederschlagsmenge auf ein Coordinatensystem als Abscisse und die entsprechende Anschwellung des Flusses über obgenanntem Mass als Ordinate aufgetragen. Durch Verbindung der so erhaltenen Punkte wurde eine Kurve erhalten, welche dazu benutzt wird, um für irgend eine vom oberen Ge-

biet berichtete Regenmenge umittelbar den entsprechenden Wasserstand in Bournonville zu finden.

Da aber dort auch grössere Regenintensitäten (bis zu 42 mm in der Stunde) vorkommen, so entspricht dem auch eine grössere Anschwellung des Flusses, dem bei Bestimmung des Wasserstandes durch einen der jeweiligen Regenintensität entsprechenden Korrektionskoeffizienten Rechnung getragen wird. Dieser Koeffizient wurde gleichfalls auf Grund mehrjähriger Beobachtungen festgestellt, was in der Weise geschah, dass die jeweiligen Regenintensitäten als Abscissen, und als Ordinaten jene Koeffizienten aufgetragen wurden, mit welchen die Niederschläge multipliziert werden mussten, um auf den einer normalen Intensität entsprechenden Wert gebracht zu werden. Die Ordinaten der dadurch erhaltenen Kurve geben nun für jeden grösseren Regenfall den Koeffizienten an, mit welchem zuerst dessen Intensität multipliziert werden muss, wonach diese reduzierte Regenmenge im erstgenannten Graphikon berücksichtigt wird.

Ferner wurde hier gleichfalls die Beziehung der Wasserstände je zweier auf einander folgenden Pegelstationen durch Graphikons in der Weise dargestellt, dass der jeweilige Wasserstand der einen Station als Abscisse und jener in der folgenden Station, nach Verlauf der für die Bewegung der Flutwelle von der einen zur anderen Station erforderlichen Zeit, als Ordinate aufgetragen, und die so erhaltenen Punkte zu einer Kurve vereinigt wurden.

Dieses Verfahren ist jedoch ungenügend, wenn der Fluss zwischen den beiden Stationen Nebenflüsse mit grösserer Wasserzuführung aufnimmt, deren Einfluss dann besonders berücksichtigt werden muss. Als ein einfaches Beispiel dieser Art möge die am Yonne-Flusse bei Sens angewendete Prognose angeführt werden.

Hier befinden sich sowohl am obersten Lauf der Yonne in Clamecy, als auch bei jenem der Nebenflüsse Cousin (in Avallon) und Armançon (in Aisy), Pegelstationen, von welchen aus das Wasser in ca. 1 1/2 Tagen nach Sens gelangt. Es wurden nun bei in den Jahren 1872—81 beobachteten 50 Anschwellungen die Summen der Anschwellungen in den drei letztgenannten Stationen als Abscissen und die bezüglichen, 1 1/2 Tage später in Sens wahrgenommenen Wasserstände als Ordinaten aufgetragen, und das so erhaltene Punktsystem durch eine für die Prognose dienende Kurve ersetzt.

Befinden sich bei diesem Verfahren die oberen Pegel nicht wie in diesem Falle gleich weit entfernt vom Prognosenorte, so geschehen die Ablesungen dieser Pegel zu verschiedenen Zeiten, so dass die beobachteten Wassermassen gleichzeitig am Prognosenorte eintreffen, wonach die Summe wie früher behandelt wird. Wenn also für die Prognose bei A die Pegel von B nnd C in Betracht kommen, und das Wasser braucht etwa 2 Tage um von B, und 3 Tage um von C nach A zu gelangen, so wird für die Prognose in A derjenige Wasserstand

in Rechnung gebracht, welcher in *B* vor 2 Tagen und in *C* vor 3 Tagen beobachtet wurde.

In ähnlicher Weise wurde für die Donaustrecke Stein-Wien auf Grund vieljähriger Beobachtungen des Flutenverlaufs die empirische Formel:

$$W = w + d \cdot c$$

aufgestellt, worin *W* den in 24 Stunden in Wien zu erwartenden, *w* den zur Zeit der Prognose in Wien beobachteten Wasserstand, *d* die Differenz der Wasserstände am Pegel in Stein aus den letzten 24 Stunden, und *c* einen Koeffizienten bezeichnet, dessen veränderliche Werte für alle in Frage kommenden Wasserstände auf empirischem Wege ermittelt und tabellarisch zusammengestellt wurden.

Diese Methode der Voraussage des Wasserstandes am Prognosenorte nach dem blossen Wasserstand anderer Stellen leidet jedoch an dem Übelstand, dass hierbei nur auf die Höhe und nicht auch auf die Länge der Flutwellen und die davon abhängige verschiedene Gestaltung der Gefälls- und Geschwindigkeitsverhältnisse der bezüglichen Flusstrecke Rücksicht genommen wird, dass der Zusammenhang zwischen der Summe der Pegelstände der Zuflüsse und jenem am Prognosenorte nicht zuverlässig festzustellen ist, und dass die Errichtung der Prognosenkurve eine vieljährige Beobachtungszeit erfordert, während welcher der Fluss seinen Zustand derart verändern kann, dass die gewonnenen Beobachtungsresultate nicht mehr zutreffen.

Viel zuverlässiger ist daher die schon seit längerer Zeit an der Elbe in Tetschen (Böhmen) mit gutem Erfolg angewendete Prognose von Harlacher und Richter, welche auf einer Kombination von Wasserstands- und Wassermengen-Messungen beruht. Hierbei wird nämlich, sobald in den wichtigsten drei Zuflüssen der Elbe, nämlich in der Moldau, Eger und der kleinen Elbe, durch Pegelbeobachtungen der Beharrungszustand konstatiert worden ist (das Hochwasserniveau durch eine Zeit hindurch konstant geblieben ist), die Wassermenge dieser drei Nebenflüsse aus entsprechenden Wassermengenkurven bestimmt, welche Menge nach Zuschlag der übrigen zufliessenden Wassermengen (erfahrungsgemäss 10 % derjenigen dieser 3 Nebenflüsse) die am Prognosenorte in Tetschen abfliessende Wassermenge ausmacht, deren Niveau dort wieder aus entsprechenden Wassermengenkurven ermittelt wird (vergl. AdP. 1888 I, 1889 I, 1890—ÖZ. 1893 N:o 7 & 8, 1895 N:o 27—ZfB. 1887).

5. Regulierung der Wasserstände bei Seen.

Bei Seen handelt es sich zuweilen darum, im Interresse der Landwirtschaft, der Industrie oder der Schiffahrt, den Wasserabfluss so zu regulieren, dass dadurch die Wasserstände (Seestände) eine bestimmte, den fraglichen Zwecken

entsprechende Veränderung erleiden. Während für die Zwecke der Landwirtschaft gewöhnlich eine teilweise Senkung oder vollständige Trockenlegung von Seen in Frage kommt, handelt es sich bei industriellen — und Schiffahrtzwecken meistens umgekehrt um eine Erhöhung der Wasserfläche, behufs Gewinnung einer grösseren Wassermenge und eines grösseren Gefälles, bezw. einer grösseren Fahrtiefe. Die Senkung der Wasserfläche wird durch Vergrösserung des Abflusses (Vertiefung oder Verbreiterung vorhandener, oder Schaffung neuer Abläufe), die Erhöhung dagegen durch Einschränkung der Abläufe durch Stauwerke erreicht. In beiden Fällen können an den Abläufen eventuell Stauwerke mit veränderlicher Höhe (bewegliche Wehre), erforderlich sein, wenn nur zeitweilig eine künstliche Senkung oder Hebung des Wasserpiegels erforderlich ist. Eine Senkung kann nämlich oft nur zu gewissen Jahreszeiten und nach stärkeren Zuflüssen erwünscht sein, während sie sonst Nachteile zur Folge haben kann (ungenügender Wasserzufluss bei industriellen Anlagen, ungenügende Tiefe für die Schiffahrt etc.), wogegen ein permanenter Aufstau zeitweilig schädliche Überschwemmungen verursachen kann.

Der jeweilige Wasserstand eines Sees ist von der Intensität des Zu- und Abflusses in der Weise abhängig, dass bei Vernachlässigung der Versickerung und Verdunstung, die innerhalb einer gewissen Zeit t zugeflossene Wassermenge gleich sein muss der während der gleichen Zeit abgeflossenen und der im See aufgespeicherten (magazinierten) Menge. Zwischen diesen Wassermengen können nun nach Ekdahl *) folgende Beziehungen aufgestellt werden. Bezeichnet nämlich:

Z_t die Zuflussintensität (sekundliche Zuflussmenge) als Funktion der Zeit t

Q_h die Abflussintensität (sekundl. Abflussmenge), als Funktion des Wasserstandes h und

R_t die Aufspeicherungsintensität (Retentionsintensität) als Funktion der Zeit t, so ist

$$Z_t = Q_h + R_t \quad \ldots (1.$$

Bedeutet ferner A_h die Wasserfläche des Sees beim Wasserstand h, so ist

$$R_t\, dt = A_h\, dh\,, \text{ daher}$$

$$Z_t = Q_h + A_h \frac{dh}{dt} \quad \ldots (2.$$

Hiervon lässt sich Q_h und A_h für jeden Wert des Wasserstandes h unmittelbar bestimmen, und zwar die Abflussmenge Q_h entweder durch unmittelbare Messung an den Abflusstellen, oder durch Berechnung, oder durch eine Kombination dieser beiden Verfahren, während die Wasserfläche A_h mit Hilfe eines Lageplanes

*) Ossian Ekdahl, Om beräkningsmetoderna vid uppgörande af förslag till sjösänkningar och regleringar, Lund 1888. — IFF. 1893 S. 81.

und von Strandprofilen ermittelt werden kann. Bezüglich Q_h kann es hierbei genügen, dasselbe für irgend einen, etwa den mittleren Wasserstand, durch unmittelbare Messung, und die übrigen Werte auf Grund dieser Messung und der bekannten Querprofile des Abflusses, durch Rechnung zu bestimmen. Ist nämlich bei der gemessenen mittleren Geschwindigkeit v, F das Querprofil, p der benetzte Umfang und J das relative Gefälle, so ist, wie später gezeigt werden soll, die bezügliche sekundliche Abflussmenge :

$$Q = F \,.\, v = F \,.\, c\sqrt{\frac{F}{p} J} = c'\sqrt{\frac{F^3}{p}},$$

$$c' = Q\sqrt{\frac{p}{F^3}},$$

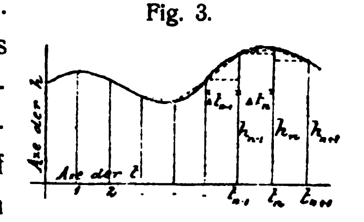
daher für einen beliebigen Wasserstand h

$$Q_h = c'\sqrt{\frac{F_h^3}{p_h^3}}.$$

Bei Einschränkung des Abflusses durch Wehre werden zur Berechnung von Q_h die später angeführten Stauformeln benutzt.

Werden nun die den Zeiten .. t_{n-1}, t_n, t_{n+1} .. entsprechenden Wasserstände .. h_{n-1}, h_n, h_{n+1} .. als Koordinaten aufgetragen, so erhält man die s. g. Wasserstandskurve (Textfig. 3). Nachdem bei den endlichen Zeitintervallen .. Δt_{n-1}, Δt_n .. über den Verlauf dieser Kurve zwischen den so bestimmten Punkten nichts bekannt ist, so wird dieselbe hier für den vorliegenden Zweck genau genug durch ein Polygon ersetzt. Es entsprechen dann jedem t zwei Werte für $\frac{dh}{dt}$, nämlich $\frac{\Delta h_{n-1}}{\Delta t_{n-1}}$ und $\frac{\Delta h_n}{\Delta t_n}$.

Fig. 3.

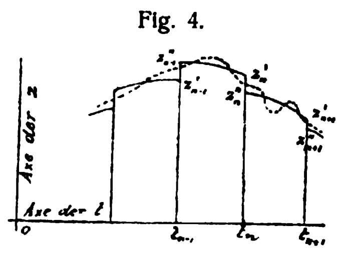


Nimmt man einen konstanten Zeitintervall .. $\Delta t_{n-1} = \Delta t_n = t_{n+1}$ .. $= 1$ (z. B. 1 Tag) an, so erhält man für jeden Wert von t zwei Werte von Z_t, nämlich, wenn für Z_{tn} und Q_{hn} kurz Z_n und Q_n gesetzt wird:

$$\left.\begin{aligned} Z'_n &= Q_n + A_n \Delta h_{n-1} \text{ und} \\ Z''_n &= Q_n + A_n \Delta h_n \end{aligned}\right\} \ldots (3.$$

Werden daher in diesen Gleichungen (3 die den verschiedenen Werten von t entsprechenden Werte von Q, A und Δh eingeführt und die erhaltenen Doppelwerte von Z als Ordinaten aufgetragen, so erhält man das in Textfig. 4 dargestellte Graphikon der Zuflussintensitäten. Der hierfür erhaltene gebrochene Linienzug nähert sich umso mehr der wirklichen (punktierten) Kurve, je kürzer die Zeitintervalle angenommen werden.

Fig. 4.



Wird nun auf Grund der gegebenen lokalen Verhältnisse die für die bedingte Niveauregulierung erforderliche Vergrösserung oder Einschränkung der Abflussöffnungen angenommen, so können die dadurch bedingten neuen Wasserstandsverhältnisse, bezw. das neue Wasserstandspolygon mit Hilfe des vorigen in folgender Weise ermittelt werden. Man hat jetzt entsprechend (2 für die neuen Werte von Z und Q, für die Zeiteinheit t_{n-1}—t_n :

$$\int_{n-1}^{n} Z_t dt = \int_{n-1}^{n} Q_h dt + \int_{n-1}^{n} A_t dt \, .$$

In Anbetracht der verhältnismässig kleinen Wasserstandsvariationen in der Zeiteinheit, kann man mit genügender Genauigkeit setzen :

$$\int_{n-1}^{n} Z_t dt = \tfrac{1}{2}\left(Z''_{n-1} + Z'_n\right),$$

$$\int_{n-1}^{n} Q_h dt = \tfrac{1}{2}\left(Q_{n-1} + Q_n\right) \Delta\, t = \tfrac{1}{2}\left(Q_{n-1} + Q_n\right)$$

und nachdem $\int_{n-1}^{n} A_t dt = \int_{0}^{n} A_t dt - \int_{0}^{n-1} A_t dt = \overset{n}{\underset{0}{A}} - \overset{n-1}{\underset{0}{A}}$, so ist

$$\tfrac{1}{2}\left(Z''_{n-1} + Z'_n\right) + \left(\overset{n-1}{\underset{0}{A}} - \tfrac{1}{2} Q_{n-1}\right) = \overset{n}{\underset{0}{A}} + \tfrac{1}{2} Q_n \; . \; . \; . \; (4$$

Nachdem die Werte von Z'_{n-1} und Z'_n, d. i. die sekundlichen Zuflussintensitäten am Anfang und am Ende jeder Zeiteinheit $t_{n-1} - t_n$ aus der früheren Zuflusskurve Fig. 4 entnommen werden können, so bestimmt man vorerst für verschiedene Wasserstandswerte h_n die entsprechenden neuen Abflusswerte von Q_n, bezw. $\tfrac{1}{2} Q_n$ (wofür eine Abflusskurve konstruiert werden kann) und ermittelt, nachdem die Werte von $\overset{n-1}{\underset{0}{A}}$ und $\overset{n}{\underset{0}{A}}$, d. h. die gesamten aufgespeicherten Wassermengen bis zu den Höhen h_{n-1} und h_n für die verschiedenen Werte von n bestimmt worden, die Werte $\overset{n-1}{\underset{0}{A}} - \tfrac{1}{2} Q_{n-1}$ und $\overset{n}{\underset{0}{A}} + \tfrac{1}{2} Q_n$, welche Werte als Funktionen des Wasserstandes h_n entsprechend Textfig. 5 durch zwei Kurven graphisch dargestellt werden.

Fig. 5.

Nun wird als Ausgangspunkt für das neue Wasserstandspolygon der letzte Wasserstand h_{n-1} vor der Regulierung angenommen, und im letzteren Graphikon der bezügliche Wert von $\overset{n-1}{\underset{0}{A}} - \tfrac{1}{2} Q_{n-1}$ aufgesucht, welcher Wert, sowie derjenige von $\tfrac{1}{2}(Z''_{n-1} + Z'_n)$ in die Formel (4 eingesetzt, den bezüglichen Wert von $\overset{n}{\underset{0}{A}} + \tfrac{1}{2} Q_n$ ergibt. Dieser Wert entspricht dann im Graphikon Fig. 5 dem gesuchten Werte der folgenden Ordinate h_n des neuen Wasserstands-

polygones. Dieser Wasserstand wird alsdann in gleicher Weise zur Bestimmung des folgenden benutzt, wobei zweckmässig eine tabellarische Aufstellung wie die nachfolgende zur Anwendung kommt:

Beobachtungszeiten t_n	Beobachtete Wasserstände h_n	Zeiteinheitl. Abflussmengen Q_n	Wasserfläche bei Gelegenheit der Beobachtung A_n	$h_n - h_{n-1} = \Delta h_{n-1}$	$A_{n-1} \Delta h_{n-1}$	Zeiteinheitl. Zufluss mengen Z''_{n-1}	$h_n - h_{n-1} = \Delta h_{n-1}$	$A_n \Delta h_{n-1}$	Z_n	$\frac{1}{2}(Z''_{n-1} Z'_n)$	Neue Wasserstände h
Tage	m	kbm	qm								m
1	6,87	4,20	497,8	+ 0,11	+ 54,70	+ 58,70	—	—	—	+ 59,66	+ 6,87
2	6,98	5,80	501,0	+ 0,07	+ 35,07	+ 40,87	+ 0,11	+ 55,11	+ 60,41	+ 40,75	+ 6,74
3	7,05	5,90	503,2	+ 0,05	+ 25,16	+ 31,06	+ 0,07	+ 35,22	+ 41,10	+ 31,35	+ 6,38
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Will man hierbei auch noch den Einfluss der Verdunstung berücksichtigen, so macht sich derselbe nur in Bezug auf die Grösse der Seefläche vor und nach der Regulierung geltend, und kann unter Voraussetzung einer je nach der Jahreszeit verschiedenen Verdunstungsintensität a in der Weise berücksichtigt werden, dass wenn die Grösse der Seefläche vor der Regulierung mit A^v und jene nach der Regulierung mit A^n bezeichnet wird, in Gleichung (4 anstatt $\frac{1}{2}(Z''_{n-1} + Z'_n)$ dann $\frac{1}{2}(Z''_{n-1} + Z'_n) + [\frac{1}{2}(A^v_{n-1} + A^v_n) - \frac{1}{2}(A^n_{n-1} + A^n_n)]\, a$ zu setzen wäre.

Wenn die Seeufer so steil und die Schwankungen der Seestände so klein sind, dass bei gleichzeitiger Vernachlässigung der Verdunstung und Versickerung die Seefläche A als konstant angenommen werden kann, so können die Beziehungen zwischen Zufluss, Abfluss und Retention (Aufspeicherung) nach Harlacher auf folgende Weise graphisch dargestellt werden.

Bezeichnet $h = f(t)$ den Wasserstand als Funktion der Zeit und $Q = \varphi(h)$ den sekundlichen Abfluss als Funktion der Seestände, so lässt sich die erstere Funktion als eine Wasserstandskurve (Textfig. 6) und die letztere als eine Abflusskurve (Textfig. 7) darstellen, indem verschiedene Werte von h als Ordinaten und die zugehörigen Werte von t, bezw. von Q, als Abscissen aufgetragen werden. Trägt man wieder entsprechend Textfig. 8 verschiedene Werte von t als Abscissen, und die zugehörigen Werte von Q als Ordinaten auf, so erhält man eine Kurve der Abflussmengen, als Funktion der Zeit $Q = f(t)$. Es ist dann:

$$\int_{t_1}^{t_2} Qdt = AA_1B_1B$$

die in der Zeit $t_2 - t_1$ abfliessende Wassermenge, und

$$\int \frac{Qdt}{t} \text{ die mittlere Wassermenge.}$$

Ferner ist $A.dh$ die Retention in der Zeit dt, daher $A\frac{dh}{dt}$ die Retention in der Zeiteinheit. Wird daher in Fig. 6 in irgend einem Punkte C der Wasserstandskurve eine Tangente gezogen, so ist $\frac{dh}{dt} = tg\alpha$ und wenn $CD = A$, $A\,.\,tg\alpha = DE$ die zeiteinheitliche Retention. Werden diese Werte entsprechend Textfig. 9 in den jeweiligen Zeitmomenten als Ordinaten aufgetragen, so erhält man die Kurve der Retentionen als Differenzialkurve der Seestandskurve. Da den Inflexionspunkten O der Seestandskurve die grössten Werte von $\frac{dh}{dt} = tg\alpha$ entsprechen, so liegen unter diesen Punkten die Maxima und Minima der Retentionen.

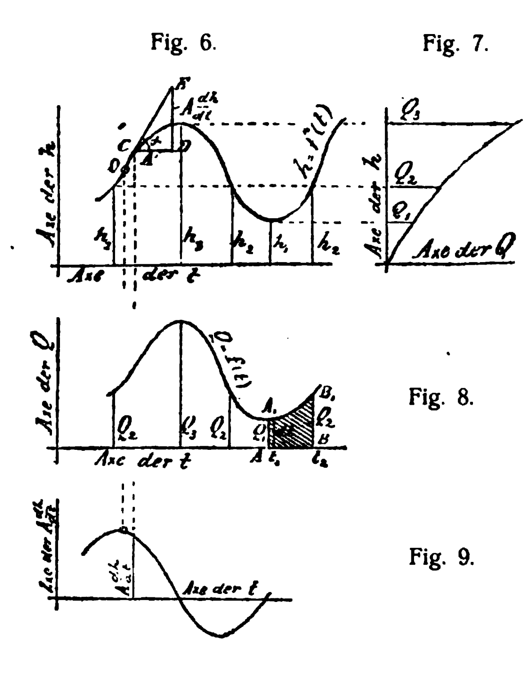


Fig. 6. Fig. 7. Fig. 8. Fig. 9.

Ändern sich durch eine Regulierung die Abflussverhältnisse, so können $Q = \varphi(h)$ und $Q = f(t)$, sowie die neue Abflusskurve $Q' = \varphi'(h)$ als Funktion der Seestände, als gegeben angesehen werden, und sind dann die Abflusskurve $Q' = f(t)$ und die neue Wasserstandskurve $h' = f(t)$ als Funktionen der Zeit zu bestimmen.

Sind die sekundl. Abflussmengen zu Anfang und am Ende der endlichen Zeit Δt vor der Regulierung, bezw. Q_1 und Q_2, und nach der Regulierung bezw. Q'_1 und Q'_2, so ist bei den jener Zeit entsprechenden Wasserstandsänderungen Δh und Δh_1

$$\left(\frac{Q'_1 + Q'_2}{2} - \frac{Q_1 + Q_2}{2}\right) \Delta t = A(\Delta h - \Delta h_1), \text{ woraus}$$

$$\Delta h_1 = \Delta h - \frac{(Q'_1 - Q_1) + (Q'_2 - Q_2)}{2A} \Delta t$$

Nimmt man nun an, von der zu suchenden Kurve $Q' = f'(t)$ wäre der Punkt A_2 (Textfig. 10) als Ausgangspunkt gegeben, so wäre B_2 zu suchen. Wird dieser Punkt vorläufig als bekannt angenommen, so ist:

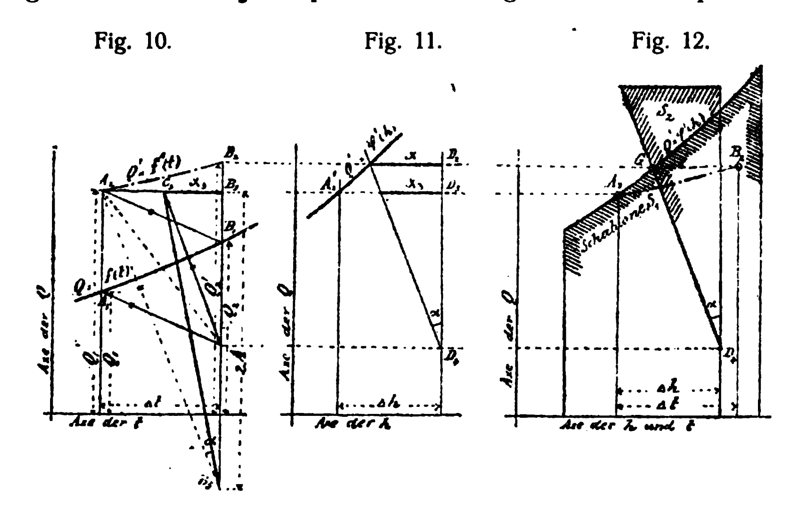
$$\frac{(Q'_1 - Q_1) + (Q'_2 + Q_2)}{2} \Delta t = A_1 A_2 B_2 B_1 = x \,.\, A, \text{ somit}$$

$$x = \Delta h - \Delta h_1$$

Denkt man sich B_2 allmählich nach abwärts verschoben, so wird bei seiner Lage in B_3 durch Verwandlung des Vierecks $B_3 B_1 A_1 A_2$ in ein Dreieck von der Basis $B_3 B_5 = 2\,A$, $x = x_3 = B_3 C_3$, welche Länge im Graphikon Fig. 11 von D_3 nach links aufgetragen den Punkt E gibt. Wird ferner B_2 nach B_4 verschoben gedacht, so wäre $x = x_4 = o$, und würde dem entsprechend in Fig. 11 der Punkt E mit D_4 zusammenfallen. Demnach bewegt sich dieser Punkt auf der Geraden $D_4 E$, und entspricht daher der Durchschnittspunkt G dieser Geraden mit der Kurve $Q' = \varphi'(h)$, der richtigen Lage von B_2, wofür $x = GD_2$. Hat man auf diese Weise die neue Abflusskurve als Funktion der Zeit $Q' = f'(t)$ bestimmt, so kann hieraus und aus der bekannten Abflusskurve als Funktion der Seestände $Q' = \varphi'(h)$ durch Umkehrung des bei Textfig. 6 bis 8 angegebenen Verfahrens, die neue Wasserstandskurve $h = f'(t)$ koustruiert werden.

Das Verfahren kann wesentlich erleichtert werden, wenn man sich zur Bestimmung des Punktes B_2 entsprechend Textfig. 12 zweier Papierschablonen S_1

Fig. 10. Fig. 11. Fig. 12.



und S_2 bedient, von denen erstere oben nach der neuen Abflusskurve $Q' = \varphi'(h)$ ausgeschnitten ist, und die andere den konstanten Winkel des Verwandlungsdreieckes $A_2 B_5 B_3$ bildet. Werden die beiden Schablonen wie in dieser Figur angelegt, so entspricht dies einem Ineinanderschieben der Figuren 10 und 11, so dass die Punkte A_2 und A'_2 auf einander fallen, wodurch sich der Punkt B_2 unmittelbar durch Projicierung des Punktes G auf die Vertikale von Δt ergibt. Derselbe braucht dann nur auf das Zeichnungsblatt durchgestochen zu werden (ÖZ. 1895, N:o 50) *).

*) Ein anderes graphisches Verfahren wird von Prof. Dr. P. Kresnik in der ÖM. 1896, S. 26 angegeben.

6. Ermittlung der Abflussmengen.

Zu gewissen Zwecken ist die Bestimmung der zum Abfluss kommenden Wassermengen erforderlich, und zwar gilt dies teils die grössten, teils die kleinsten Wassermengen (ersteres z. B. zum Entwerfen von Entwässerungsanlagen, Brücken, letzteres für Wasserversorgungsanlagen, Schiffahrt), während zu anderen Zwecken (z. B. für Flussregulierungen) die Kenntnis der Abflussmengen bei verschiedenen Wasserständen erforderlich ist.

Die Bestimmung der Abflussmengen der Gewässer kann entweder durch Berechnung oder durch unmittelbare Messung der Wassermengen geschehen. Die Berechnung der Abflussmengen geschieht wieder entweder aus den Niederschlagsmengen, oder (bei gleichförmiger Bewegung) aus dem Querprofil F und der Geschwindigkeit v, nach der Formel:

$$Q = F.v,$$

wobei v entweder durch Berechnung oder durch unmittelbare Messung ermittelt wird, während bei ungleichförmiger Bewegung die Berechnung der Abflussmenge ohne Ermittlung der Geschwindigkeiten aus den Querprofilen und Gefällen geschehen kann.

a. Berechnung der Abflussmengen aus den Niederschlagsmengen.

Ist für eine Abflusstelle F die zugehörige durch die Wasserscheiden begrenzte Niederschlagsfläche und q die sekundliche Niederschlagsmenge auf die Flächeneinheit, so ist die sekundliche Abflussmenge:

$$Q = \alpha \,.\, Fq,$$

worin α den s. g. Abflusskoeffizienten, d. h. das Verhältnis des zum Abfluss kommenden Teils zur ganzen Niederschlagsmenge bedeutet.

Für den Quadratkilometer als Flächeneinheit ergibt sich, wenn h die jährliche Niederschlagshöhe bezeichnet:

$$q = \frac{1000 \,.\, 1000 \,.\, h}{365 \,.\, 24 \,.\, 60 \,.\, 60} = \frac{h \text{ in Meter}}{31{,}536} \text{ cbm für je 1 qkm \& Sek.}$$

$$= \frac{h \text{ in mm}}{31{,}536} \begin{array}{l}\text{cbm für je 1000 qkm, bezw.}\\ \text{Liter „ „ 1 qkm \& Sek.}\end{array}$$

Allein nachdem hierbei nicht nur eine zuverlässige Feststellung der, namentlich grösseren Gebieten entsprechenden, Niederschlagsmengen, und ihres zum Abfluss kommenden Teiles auf Grund des früher Gesagten in den meisten Fällen mit Schwierigkeiten verbunden ist, sondern auch das Verhältnis der an einer bestimmten Stelle abfliessenden Wassermenge zur Niederschagsmenge des ganzen Gebietes, bezw. der Abflusskoeffizient in hohem Grade von örtlichen Verhältnissen abhängt, so kann dieses Verfahren nur selten eine genügende Zuverlässig-

keit gewähren. Dies ist nämlich nur der Fall an Stellen, wo vorher umfassende und mehrjährige Messungen der Niederschlags- und Abflussmengen stattgefunden haben, wie beispielsweise in Böhmen und Mähren, wo namentlich die Abflussverhältnisse der Elbe zu den am sorgfältigsten erforschten gehören.

Die Messung der Abflussmengen der Elbe wurde bei Tetschen, bei Wasserständen zwischen — 0,35 und + 5,38 in so grosser Zahl durchgeführt, dass die Mengen für alle Wasserstände zwischen Nieder- und Hochwasser genau berechnet werden konnten. Für die Zuverlässigkeit der Resultate war der Umstand günstig, dass sich das Flussbett hier in einem engen Durchbruchstale befindet und wenig veränderlich ist, sowie dass infolge der vorhandenen günstigen Bodenverhältnisse eine Grundwasserabströmung unter der Talsohle ausgeschlossen ist. Ausserdem sind die Wasserscheiden des über 15000 qkm umfassenden Niederschlagsgebietes so beschaffen, dass eine anderweitige Abströmung von Grundwasser ausgeschlossen ist. Die Messung der Regenhöhen geschah an zahlreichen Stationen (durchschnittlich je eine auf 60 qkm) und wurden die Resultate zur Anfertigung von Regenkarten benutzt, nach welchen dann die Niederschlagsmengen berechnet wurden.

Aus der nachstehenden Zusammenstellung sind die Resultate dieser Untersuchungen in den 15 Jahren von 1876 bis 1890 zu ersehen. Dieselben sind dem Heft 4 der Arbeiten des Geographischen Instituts der Universität in Wien entnommen (Tkm.).

Jahr	1876	1877	1878	1879	1880	1881	1882	1883	1884	1885	1886	1887	1888	1889	1890	Mittel 1876/90
Regenhöhe mm	644	630	644	692	823	664	803	630	678	561	727	547	789	678	858	692
Abflusshöhe mm	234	172	166	178	240	200	207	190	171	126	180	125	243	186	268	192
Abflusskoeff. α in %	36,4	27,3	25,8	25,8	29,2	30,2	25,8	30,2	25,2	22,5	24,8	22,9	30,9	27,5	31,3	27,8
Mittlere Wassermenge cbm pro Sek. für 1000 qkm	7,24	5,46	5,26	5,65	7,61	6,85	6,57	6,02	5,42	4,00	5,71	3,96	7,71	5,90	8,50	6,08

Die folgende Zusammenstellung enthält die Durchschnittswerte für die einzelnen Monate in den 15 Jahren 1876/90.

	Monat												Jahr
	Jan.	Febr.	März	April	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	Dez.	
Durchschnittl. Regenhöhe mm	33	31	44	47	63	87	90	84	70	54	44	45	692
Durchschnittl. Abflusshöhe mm	14	17	33	25	17	13	10	11	12	12	12	16	192
Durchschnittl. Verdunstungshöhe mm	13	15	28	46	69	79	80	71	45	26	16	12	500
Abflusskoeff. α in %	42	55	75	53	27	15	11	13	17	22	27	36	28
Mittlere Wassermenge cbm pro Sek. für 1000 qkm oder in Litern für 1 qkm	5,8	7,2	12,2	9,6	6,4	5,1	3,6	4,1	4,8	4,5	4,6	5,9	6,1
Desgl. grösstes Monatsmittel	15,3	21,3	27,0	18,6	10,2	9,3	7,8	8,8	23,5	8,8	12,6	16,1	8,5
Desgl. kleinstes Monatsmittel	2,0	2,4	5,1	4,0	3,4	1,6	1,7	1,3	1,7	1,6	1,9	1,9	4,0

Die hier angegebenen mittleren Verdunstungshöhen können nur auf Schätzung beruhen, da ihre Beobachtung nur für freie Wasserflächen, nicht aber für Landflächen ausführbar ist. Ferner ist hier die Summe der Verdunstung und des Abflusses in einzelnen Monaten kleiner, in anderen grösser als die Regenhöhe. Der Unterschied entspricht im ersteren Falle einer Aufspeicherung von Wasser in Form von Schnee oder von Grundwasser, im anderen Falle dagegen einer Speisung aus jenem angesammelten Vorrate.

In neuester Zeit wurden z. B. zur Untersuchung der Wasserversorgung der Scheitelhaltung des projektierten Donau-Oder-Kanals die folgenden Niederschlags- und Abflussverhältnisse für Wsetin im östlichen Mähren, nach den hydrometrischen Erhebungen des k. k. hydrographischen Zentralbureaus in Wien in den Jahren 1896 bis 1902, benutzt (ÖZ. 1904, S. 103):

Jahr	1896			1897			1898			1899			1900			1901			1902		
Monat	Niederschlag mm	Abfluss-koeffizient %	Abflusshöhe mm	Niederschlag mm	Abfluss-koeffizient %	Abflusshöhe mm	Niederschlag mm	Abfluss-koeffizient %	Abflusshöhe mm	Niederschlag mm	Abfluss-koeffizient %	Abflusshöhe mm	Niederschlag mm	Abfluss-koeffizient %	Abflusshöhe mm	Niederschlag mm	Abfluss-koeffizient %	Abflusshöhe mm	Niederschlag mm	Abfluss-koeffizient %	Abflusshöhe mm
Januar . .	56	—	—	54	39	21	57	32	18	40	100	41	80	57	46	63	—	—	96	78	68
Februar .	23	—	—	78	27	21	54	96	52	34	62	21	44	138	61	33	—	—	44	86	38
März . .	104	—	—	85	85	72	69	68	47	22	109	24	65	68	44	83	183	152	120	96	115
April . .	60	66	40	82	57	47	81	39	32	93	57	53	51	108	55	105	81	85	43	138	60
Mai . . .	84	46	39	113	48	54	122	36	44	131	58	76	94	46	43	54	43	23	79	39	31
Juni . . .	129	10	13	72	14	10	89	25	22	75	—	—	147	35	52	57	21	12	186	63	117
Juli . . .	141	14	20	199	47	93	88	20	17	153	—	—	134	35	47	62	18	11	169	37	62
August .	151	31	48	164	45	74	75	16	12	125	—	—	109	28	30	119	10	12	145	23	33
Septemb.	69	61	42	75	28	21	42	24	10	139	—	—	31	45	14	51	18	9	63	22	14
Oktober .	58	17	10	37	38	11	40	85	34	145	—	—	83	24	20	95	29	28	109	—	—
Novemb.	45	75	34	38	38	11	43	35	15	49	—	—	93	53	49	68	31	21	2	—	—
Dezemb.	22	163	36	26	42	11	60	63	38	44	—	—	69	58	40	120	76	91	76	—	—
Summe	945	—	282	1023	—	446	820	—	341	1050	—	215	1000	—	501	910	—	444	1132	—	—

Nach Pascher (ÖZ. 1892, N:o 21) ist bei Bestimmung der Hochwassermengen aus den Regenmengen zu beachten, dass die Regendauer im umgekehrten Verhältnis zur Regenverbreitung steht, daher über kleine Gebiete sehr intensive Regen niedergehen, während grössere Gebiete der ganzen Ausdehnung nach nur mit wenig intensiven Regen überzogen werden, sowie dass die grössten Regenintensitäten in Mitteleuropa, hauptsächlich in Deutschland und Österreich — von den Küstenstrichen abgesehen — in den Sommermonaten Mai bis September vorkommen, daher in kleineren Gebieten, d. i. bis zu etwa 300 qkm, ausserordentliche Hochwässer nur in diesen Monaten zu erwarten sind. In grossen Fluss-

gebieten dagegen werden die grössten Hochwässer im Spätherbste oder noch sicherer zeitig im Frühjahr erscheinen, weil zu dieser Zeit die Regendauer und Regenverbreitung am grössten ist, im Frühjahr namentlich wegen der Schneeschmelze.

Bei der Annahme derjenigen Regenintensität welche für den grössten Abfluss an einer bestimmten Stelle eines Flusses in Rechnung zu bringen ist, hat man zu beachten, dass hier die grösste Wassermasse erst dann eintritt, wenn die Regendauer so gross ist, dass während derselben das Wasser von den entferntesten Punkten bis zur fraglichen Stelle gelangt sein kann, und dass hier Regen von kürzerer als halbstündiger Dauer auch bei noch so grosser Intensität für den Wasserstand im Flussgerinne nahezu spurlos vorüber gehen, wenn nicht durch vorhergehende Regen der Boden gesättigt worden ist. Wenn aber dies durch vorhergehende, andauernde, weniger heftige Regen geschehen, und hierdurch auch die Luft durch Feuchtigkeit gesättigt worden ist, so können bei einem darauf folgenden heftigen Regen die höchsten Wasserstände entstehen. Der Abflusskoeffizient kann dann eventuell bis zu $\alpha = 0{,}9$ steigen, während er sonst meistens zwischen etwa 0,5 und 0,6 angenommen werden kann.

Demnach wurden von Pascher auf Grund von vergleichenden Berechnungen zwischen den Niederschlagsflächen, den auf dieselben gleichzeitig gefallenen Regenmengen und den beobachteten Abflussmengen, die nachfolgenden hier im Auszug wiedergegebenen Hochwasser-Abflusskoeffizienten berechnet:

Fläche des Niederschlagsgebietes qkm	1,0	5,0	10	20	50	100	200	400	800	1000	2000	5000	10000	50000	100000
Regenintensität mm	90	72	60	45	24	17.	12,8	8,0	6,3	5,7	4,8	2,6	1,5	0,85	0,6
Abflusskoeffizient α	0,7	0,7	0,7	0,7	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6

Erfahrungsgemäss besteht ein wesentlicher Unterschied zwischen den Abflusskoeffizienten der Jahres-Abflussmengen, und denjenigen der Hochwässer nach einer Periode excessiver Regen, indem erstere nur von der Jahres-Regenmenge, dem Masse der Verdunstung und dem Verbrauch für die Vegetation abhängen, beim Abfluss der Hochwässer sich dagegen der Umstand geltend macht, dass von den stärkeren Niederschlägen ein grosser Teil momentan zurückgehalten, und erst später allmählich den Flussgerinnen zugeführt wird, nebstdem im Hochgebirge Teile der Niederschläge als Schnee aufgespeichert, von den Seen und Moorgründen magaziniert und auch von den Schotterfeldern aufgesaugt werden, wo sie momentan nur den Grundwasserspiegel heben, und erst bei Niederwasser ablaufen. Diese namentlich bei den Sommer-Hochwässern zur Geltung kommenden Umstände bedingen es, dass der Abflusskoeffizient der Hochwässer oft wesentlich kleiner ausfällt als jener der Jahres-Abflüsse.

Im folgenden werden nach Pascher (ÖZ. 1895, N:o 27) die aus den Jahres-Abflüssen berechneten Abflusskoeffizienten einiger österreichischen und deutschen Flüsse angegeben, woraus zugleich die schon früher betonte Tatsache hervorgeht, dass der Abflusskoeffizient im oberen Teil eines Flusslaufes in der Regel grösser ist als im unteren.

Flussgebiet	Jahr	Jahres-Regenhöhe mm	Jahres-Regenmenge (Millionen cbm)	Jahres-Abflussmenge (Millionen cbm)	Abflusskoeff. α	Bemerkungen.
Elbe in Böhmen	1887	541	27740	6370	0,23	Fläche des Niederschlagsgebietes 51320 qkm
	1890	810	43620	14250	0,33	
	1891	663	34020	9600	0,28	
Saale	1874	500	9416	1927	0,20	dto 18 860 qkm
	1882	816	15402	4780	0,31	
Donau bei Wien	1887	783	79.672,4	50.241,6	0,63	
	1890	1000	102.127,1	69.811,2	0,68	
	1891	894	90.840,9	63.676,8	0,70	
Inn bei Reisach	—	—	—	—	0,90	
„ „ Passau	—	—	—	—	0,74	
Iller im Gebirge	—	—	—	—	0,95	
„ an der Mündung	—	—	—	—	0,77	
Lech „ „ „	—	—	—	—	0,69	
Isar „ „ „	—	—	—	—	0,612	

Bezüglich der Abflussverhältnisse der Flüsse in Schweden gibt Ossian Appelberg einen umfangreichen Bericht in IFF. 1886, S. 107.

In neuerer Zeit sind auch empirische Formeln zur Berechnung der Abflussmengen der Flüsse aus den Regenmengen aufgestellt worden, bei deren Anwendung die verschiedenen, den Ablauf der Wässer beeinflussenden Umstände in mehr oder weniger befriedigender Weise berücksichtigt werden können. Von diesen Formeln sind es namentlich diejenigen von Lauterburg, die sich durch eine gründlichere Berücksichtigung jener Umstände auszeichnen, und Anerkennung gefunden haben. Dieselben haben folgende Form (AB. 1887 — Rh.):

I. Abflussmenge des denkbar niedrigsten Wasserstandes (kann alle 100 Jahre etwa einmal eintreten): $Q_0 = (1 - \alpha)\ (1 - \varrho)\ q_u h F$.

II. Abflussmenge des mittleren Niederwasserstandes: $Q_1 = q_u h F$.

III. „ des theoretischen, aus der jährlichen Niederschlagsmenge abgeleiteten Mittelwasserstandes: $Q_2 = 0{,}03964\ \alpha h F + 0{,}037\ f$.

IV. Ausserordentliche Hochwasser-Abflussmengen:

1) Bei 4 tägigem Landregen von täglich 50 mm Höhe:

$$Q_3 = 0{,}96\, F\left(\frac{7}{6 + 0{,}001\, F}\right) + 0{,}2\, f$$

Für langdauernde Landregen: $Q_3 = Q_m + \alpha F \dfrac{1 + 0{,}5\, F_1}{1 + F_1\,(1 + 0{,}1\, F_1)} + 0{,}2\, f,$

wobei $F_1 = 0{,}0001\, F$.

2) Bei ausserordentlichem Tagesregen von 250 mm pro 24 Stunden:

$$Q_4 = Q_m + 2{,}9\, \alpha F\left(\frac{114}{115 + 0{,}05\, F} + 0{,}007\right) + 0{,}12\, f$$

3) Bei ausserord. 1 stündigem Schlagregen von 0,035 mm pro Sek.:

$$Q_5 = Q_m + \alpha F \frac{32}{31 + F} \,.\, 35 + 0{,}05\, f.$$

In diesen für mitteleuropäische Verhältnisse geltenden Formeln bedeutet q_u den sekundlichen Quellenerguss pro qkm, — welcher von Lauterburg bei einer jährlichen Niederschlagshöhe von 1 m im Alluvialgebirge, auf undurchlässigem Grund und bei sonst mittleren Verhältnissen gleich 0,007 bis 0,01 kbm angenommen wird —, h die jährliche Niederschlagshöhe in Meter, F die Oberfläche des Niederschlagsgebietes in qkm, f die Fläche der eventuell vorhandenen Gletscher in qkm (somit für Länder ohne Gletscher $f = o$), α einen von den, den unmittelbaren Abfluss befördernden Ursachen und Kräften abhängigen s. g. Abflussfaktor, ϱ einen den augenblicklichen Rückstand (das Grund-Verdunstungs- und Pflanzenspeisungswasser vermehrenden) Zurückhaltungsfaktor, und Q_m das vor der Anschwellung abgelaufene sekundliche Quantum.

Die unter IV. angegebenen Formeln beruhen auf den grössterlebten Niederschlägen der Schweiz. Für Länder mit anderen maximalen Niederschlägen müssen Q_3, Q_4 und Q_5 jeweilig mit $\frac{H'}{H}$ multipliziert werden, wenn H die obigen schweizerischen und H' die anderwärtigen Flutregen bezeichnet. Im allgemeinen kann man aber für das Verhältnis der Flutregen auch dasjenige der jährlichen Niederschlagshöhen $\frac{h'}{h}$ einsetzen.

Die Koefficienten α, ϱ und q_u werden am besten unmittelbar aus Beobachtungen an den bezüglichen Flussläufen, unter Benutzung der Formeln I. bis III. abgeleitet, indem für $f = o$

$$\alpha = \frac{Q_2}{0{,}03964\; hF},\quad q_u = \frac{Q_1}{hF} \text{ und } \varrho = 1 - \frac{Q_0}{(1 - \alpha)\, q_u\, hF}$$

Übrigens können für q_u die oben angegebenen Werte benutzt werden, während die Werte von α und ϱ aus der nachfolgenden Tabelle entnommen werden (AB. 1887, S. 91). Um hierbei allen auf den Abfluss einwirkenden Umständen möglichst Rechnung zu tragen, wird der Faktor α aus drei Teilen zusammengesetzt angenommen, nämlich aus einem Steilheitsfaktor α_1, einem Bodendichtigkeitsfaktor α_2

und einem Sterilitätsfaktor α_3, so zwar dass $\alpha = \alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3$. Hierfür werden von Lauterburg für die Berechnung von Q_0 Q_2, Q_4 und Q_5 folgende Werte angegeben:

	Sehr undurchläss. Untergrund			Mitteldurchlässiger Untergrund			Sehr durchlässiger Untergrund		
	Sehr steil	Mittelsteil	Flach	Sehr steil	Mittelsteil	Flach	Sehr steil	Mittelsteil	Flach
I. Alpenregion.									
1. Gletscher- u. Firngebiet, zieml. flache Schutthalden, lockerer Geröllboden u. dichtes bewaldetes Gebiet, überhaupt stark wasserschluckendes Terrain	$\alpha_1 = 0{,}30$ $\alpha_2 = 0{,}30$ $\alpha_3 = 0{,}05$ $\alpha = 0{,}65$ $\varrho = 0{,}50$	$\alpha_1 = 0{,}20$ $\alpha_2 = 0{,}30$ $\alpha_3 = 0{,}05$ $\alpha = 0{,}55$ $\varrho = 0{,}50$		$\alpha = 0{,}55$ $\varrho = 0{,}45$	$\alpha = 0{,}45$ $\varrho = 0{,}40$		$\alpha = 0{,}45$ $\varrho = 0{,}30$	$\alpha = 0{,}35$ $\varrho = 0{,}80$	
2. Aufgebrochenes Kulturland und leichtes Gehölz	$\alpha = 0{,}75$ $\varrho = 0{,}50$	$\alpha = 0{,}65$ $\varrho = 0{,}50$		$\alpha = 0{,}65$ $\varrho = 0{,}50$	$\alpha = 0{,}55$ $\varrho = 0{,}50$		$\alpha = 0{,}55$ $\varrho = 0{,}50$	$\alpha = 0{,}45$ $\varrho = 0{,}50$	
3. Waidland	$\alpha = 0{,}85$ $\varrho = 0{,}40$	$\alpha = 0{,}75$ $\varrho = 0{,}40$		$\alpha = 0{,}75$ $\varrho = 0{,}40$	$\alpha = 0{,}65$ $\varrho = 0{,}40$		$\alpha = 0{,}65$ $\varrho = 0{,}40$	$\alpha = 0{,}60$ $\varrho = 0{,}40$	
4. Kahles Felsgebirge	$\alpha = 0{,}90$ $\varrho = 0{,}70$	$\alpha = 0{,}80$ $\varrho = 0{,}70$		$\alpha = 0{,}80$ $\varrho = 0{,}70$	$\alpha = 0{,}70$ $\varrho = 0{,}70$		$\alpha = 0{,}70$ $\varrho = 0{,}70$	$\alpha = 0{,}60$ $\varrho = 0{,}70$	
II. Hügelland und Niederung									
1. Geschlossene Waldung, lockerer Gerölleboden, steiniges oder sandiges Wüstengeb.		$\alpha = 0{,}55$ $\varrho = 0{,}50$	$\alpha = 0{,}55$ $\varrho = 0{,}50$		$\alpha = 0{,}45$ $\varrho = 0{,}40$	$\alpha = 0{,}35$ $\varrho = 0{,}40$		$\alpha = 0{,}85$ $\varrho = 0{,}40$	$\alpha = 0{,}25$ $\varrho = 0{,}80$
2. Aufgebrochenes Kulturland und leichtes Gehölz		$\alpha = 0{,}65$ $\varrho = 0{,}50$	$\alpha = 0{,}55$ $\varrho = 0{,}50$		$\alpha = 0{,}55$ $\varrho = 0{,}50$	$\alpha = 0{,}45$ $\varrho = 0{,}50$		$\alpha = 0{,}85$ $\varrho = 0{,}50$	$\alpha = 0{,}35$ $\varrho = 0{,}50$
3. Wiesen- u. Waidland		$\alpha = 0{,}75$ $\varrho = 0{,}40$	$\alpha = 0{,}65$ $\varrho = 0{,}40$		$\alpha = 0{,}65$ $\varrho = 0{,}40$	$\alpha = 0{,}55$ $\varrho = 0{,}40$		$\alpha = 0{,}60$ $\varrho = 0{,}70$	$\alpha = 0{,}50$ $\varrho = 0{,}40$
4. Kahles Felsgebirge (kommt in Niederungen selten vor)		$\alpha = 0{,}80$ $\varrho = 0{,}70$	$\alpha = 0{,}70$ $\varrho = 0{,}70$		$\alpha = 0{,}70$ $\varrho = 0{,}70$	$\alpha = 0{,}60$ $\varrho = 0{,}70$		$\alpha = 0{,}60$ $\varrho = 0{,}70$	$\alpha = 0{,}50$ $\varrho = 0{,}70$

Die hieraus hervorgehenden Werte von Q_0 gelten nur für die trockenste Zeit der regenärmsten Sommer, also für das denkbar kleinste Minimum, wie es während eines Menschenalters kaum einmal zu erwarten ist, während für die Ermittlung des gewöhnlichen, in allen trockenen Jährgängen vorkommenden Minimums, der Faktor $(1 - \varrho) = 1$ anzunehmen ist. Bei Seen wären event. noch die Verluste durch Verdunstung und Retention zu berücksichtigen.

Aus der folgenden Tabelle von Pascher (ÖZ. 1892, N:o 21) sind für mittlere Verhältnisse die aus den Formeln von Lauterburg und dem Verfahren von Pascher sich ergebenden Hochwasser-Abflusswerte zu ersehen. Hierin wird angenommen, dass in einem Flusse die grösste Wassermenge dann eintritt, wenn die Regendauer so gross ist, dass während derselben im Flusstale das Wasser von dem entferntesten Punkte bis zur Messtelle gelangt ist, in welchem Falle dann an dieser Stelle der s. g. Scheitelstand eintritt.*)

*) Vergl. auch die Formeln von Iszkowski (ÖW. 1884, 1886) und von Cramer (CBl. 1893, N:o 25).

Grösse des Gebietes	Grösste Regen-intensität für den Scheitelstand		Grösste Regenmenge für Sek. u. qkm		Grösste Abflussmenge bei höchstem Wasserstand für Sek. u. qkm	
qkm	Lauterburg mm	Pascher mm	Lauterburg cbm	Pascher cbm	Lauterburg cbm	Pascher mm
1	126	90	35	25	24,5	17,5
2	122	85	33	23,6	27,7	16,5
5	112	72	31,1	20,0	21,8	14,0
10	98	60	27,3	16,6	19,1	11,6
20	79	45	21,9	12,5	15,8	8,7
30	66	34,5	18,4	9,6	12,9	6,7
50	50	24,0	13,8	6,7	8,3	4,0
100	37	17,0	8,5	4,7	5,1	2,8
200	17	12,8	4,8	3,6	2,9	2,1
300	12	10,0	3,4	2,8	2,0	1,7
500	8,5	7,5	2,4	2,1	1,4	1,2
1000	7,2	5,7	2,0	1,6	1,2	0,90
2000	5,8	4,8	1,5	1,2	0,87	0,72
3000	4,5	3,6	1,25	1,0	0,75	0,60
4000	3,8	3,0	1,05	0,88	0,63	0,50
5000	3,2	2,6	0,90	0,72	0,54	0,43
10000	1,9	1,5	0,53	0,42	0,32	0,25
20000	1,04	1,15	0,29	0,32	0,17	0,19
30000	0,90	1,05	0,20	0,29	0,12	0,18
40000	0,59	0,95	0,16	0,26	0,16	0,16
50000	0,49	0,85	0,13	0,24	0,13	0,14
100000	0,45	0,60	0,07	0,17	0,07	0,10

Nach Franzius führen grosse Flüsse mit langsamem Zufluss nur noch etwa 15 %, kleine Gebirgsflüsse bis zu 90 % des jährlichen Niederschlages ab. In Deutschland schwanken diese Zahlen für die grösseren Flüsse zwischen etwa 30 und 40 % und für kleinere zwischen 50 und 80 %, und werden als allgemeiner Anhalt nachfolgende Werte angegeben:

Deutsche Flüsse führen in 1 Sekunde von 1 qkm Zuflussgebiet	Bei kleinstem Wasser cbm	Bei grösstem Wasser cbm	Verhältniss beider rund	Bemerkungen
Nahe bei den Quellen in gebirgiger Gegend (nicht Gletscher)	0,002 – 0,004	0,35 – 0,60	1 : 150	Grosser Niederschlag, rascher, voller Abfluss.
In gebirgiger oder steiler, hügeliger Gegend	0,002	0,18 – 0,23	1 : 90	Mässiger Niederschlag, rascher Abfluss.
In nicht steiler, hügeliger Gegend	0,0018	0,12 – 0,18	1 : 75	Mässiger Niederschl., langsamer, unvollkommener Abfluss.
In flacher Gegend	0,0016	0,06 – 0,12	1 : 50	Kleiner Niederschlag, wie vorhin.
In flacher, sandiger oder mooriger Gegend	0,0012 – 0,0015	0,035 – 0,06	1 : 35	Kleiner Niederschlag, grossenteils absorbiert.

Ferner gibt Tolkmitt zur Schätzung der Wassermengen mitteleuropäischer Flüsse zum ungefähren Anhalt folgende Abflussmengen in Sekundlitern für 1 qkm an:

1. Bei Niederwasser:
   - a) in flacher oder hügeliger Gegend mit wenig durchlässigem Boden . . . . 0,5—1,2
   - b) im Flachlande mit Wäldern und Seen . . . . 1,2—2,0
   - c) im bewaldeten Berglande und durchlässigem Hügellande . 1,6—2,4
3. Bei gewöhnlichem Sommerwasser . . . . 3—5
3. Bei durchschnittlichem Hochwasser für Flussgebiete über 500 qkm Grösse:
   - a) im Flachlande mit Seen und grossen Überschwemmungsflächen 15—40
   - b) in flacher oder hügeliger Gegend mit durchlässigem Boden 30—80
   - c) desgl. bei wenig durchlässigem Boden . . . . 60—150
   - d) im Berglande ohne kahles Felsgebiet . . . . 80—200

Die Jahresabflusshöhe kann um etwa 50 % nach oben und nach unten gegenüber dem Jahresmittel schwanken, je nachdem ein Jahr sehr nass oder sehr trocken ist, und wird das Verhältnis zwischen den bei Nieder- und Hochwasserstand abfliessenden Wassermengen einiger Flüsse Mitteleuropas nach Frauenholz wie folgt angegeben (Rh.):

Für die Isar bei München	= 1:36	Für die Garonne bei Toulouse	= 1:158
„ den Main „ Frankfurt	= 1:80	„ „ Allier „ Guétin	= 1:375
„ „ Rhein „ Basel	= 1:14	„ „ Loire „ Nevers	= 1:331
„ „ „ „ Kehl	= 1:14	„ „ „ „ Blois	= 1:216
„ „ „ „ Lauterburg	= 1:11	„ „ „ oberh. Tours	= 1:150
„ „ „ „ Emmerich	= 1:6,6	„ „ „ unterh. „	= 1:41
„ die Donau „ Wien	= 1:3,6	„ „ Rhone bei Lyon	= 1:29
„ „ Ruhr „ Mühlheim	= 1:192	„ den Main „ Frankfurt	= 1:103
„ den Neckar „ Offenau	= 1:200	„ die Mosel „ Coblenz	= 1:80
„ die Weichsel „ Kurzebrack	= 1:25	„ „ Elbe „ Torgau	= 1:20
„ „ Oder unterh. Breslau	= 1:84	„ „ Lahn „ Diez	= 1:107
„ „ „ „ Küstrin	= 1:27	„ „ Lippe „ Wesel	= 1:54

Hiervon sind namentlich die ungünstigen, hauptsächlich auf mangelhafte Bewaldung zurückzuführenden Abflussverhältnisse der französischen Flüsse bemerkenswert, und geht hieraus auch hervor, dass der Unterschied zwischen Nieder- und Hochwassermenge mit zunehmender Länge des Laufes der Flüsse abnimmt, was von dem Einflusse der Nebenflüsse herrührt, deren Hochwässer meist zu verschiedenen

Zeiten eintreffen. Ferner werden nach amtlichen Veröffentlichungen noch folgende Verhältnisse zwischen Nieder-, Mittel- und Hochwassermengen angegeben (Rh.):

Flusstrecke	Sekundl. Wassermenge in cbm N.W.	M.W.	H.W.	Verhältnis N.W.	M.W.	H.W.
Memel, Unterlauf	160	260	1250	1	1,6	7,8
Weichsel, Mündung	430	950	5000	1	2,2	11,6
Nogat bei Marienberg	120	380	3250	1	3,3	26,8
Oder „ Cosel	10,5	59,5	1800	1	5,7	171,2
„ „ Breslau	27	200	2300	1	7,4	85,2
„ „ Schwedt	190	545	2600	1	2,9	13,7
Elbe „ Torgau	64	266	3410	1	4,1	5,3
„ „ Lauenburg	247	640	3360	1	2,6	13,6
Weser „ Münden	25	92	1755	1	3,7	42,9
„ unterh. Allermündg.	92	296	3150	1	3,2	33,0
Rhein „ Mainz	780	1530	7000	1	2,0	9,0
„ „ Coblenz	900	1720	7900	1	1,9	8,8
„ „ Emmerich	1060	2000	9100	1	1,9	8,6

Bezogen auf das gesamte Stromgebiet beträgt der sekundliche Abfluss in Litern von 1 qkm, für

	N.W.	MW.	HW.	
die Memel	1,4	2,3	11,2	sl/qkm
„ Weichsel	2,8	13,5	41,2	„
„ Oder	1,6	4,6	28,8	„
„ Elbe	1,6	4,4	23,0	„
„ Weser	1,9	6,2	65,6	„
den Rhein	4,5	9,0	40,5	„ [1])

Bei mehreren deutschen Eisenbahnen sind für hügeliges Gelände, unter gewöhnlichen Versickerungsverhältnissen, zur Bestimmung von Hochwassermengen folgende Annahmen für den sekundlichen Abfluss von 1 qkm gebräuchlich (Rl. III S. 1146):

Bei weniger als 1 qkm	5 bis 3	cbm.
Von 1 bis 10 qkm	3—1,5	„
„ 10—40 „	1,5—1,0	„
„ 40—100 „ für die ersten 40 qkm	1,0	„
„ den Rest	0,6	„
„ 100—300 „	0,7—0,5	„
„ 300—600 „	0,5—0,4	„
Über 600 „	0,4	„

Nerman[2]) nimmt zur Berechnung von Entwässerungsanlagen von Ländereien für schwedische Verhältnisse an, dass von der mittleren jährlichen Niederschlagsmenge von 570 mm ungefähr 130 mm auf die Wintermonate entfallen,

[1]) Siehe auch ÖZ. 1886, S. 69 — ÖM. 1895, S. 320.

[2]) G. Nerman, Handbok för beräkningar vid dikning m. m. Stockholm 1887.

und dass hiervon 30 % durch Verdunstung und zufälliges Tauwetter während des Winters abgehen, so dass die übrigen 70 %, oder rund 90 mm, im Frühjahr durch die Entwässerungsanlagen (Gräben und Drains) abzuleiten sind. Da man nach den in Schweden gemachten Beobachtungen annehmen kann, dass dort das Frühjahrswasser von Äckern innerhalb ungef. 14 Tagen abläuft, so ergibt sich, wenn man hierfür sicherheitshalber 10 Tage annimmt, für Ackerfelder eine Abflussmenge von ca. 0,001 cbm für 1 ha und Sekunde, oder 0,1 cbm pro Sekunde und qkm. Für Wälder wird eine 30 tägige Abflusszeit angenommen, dem somit eine sekundliche Abflussmenge von 0,0003 cbm pro Sek/ha entspricht, während für Wiesen, die im allgemeinen weniger gründlich entwässert zu werden brauchen, 0,0006 cbm und für grössere Wassergebiete, wie jenes des Hjelmarn, 0,00045 cbm pro Sek/ha angenommen werden kann, für Sümpfe entsprechend weniger. In Dänemark pflegt man, nach Angabe desselben Verfassers, für bebauten Boden, entsprechend 150 mm Regen und 28 tägiger Abflusszeit, 0,00063 cbm pro Sek/ha anzunehmen.

Eine besondere Untersuchung erheischt die Bestimmung der von Stadtgebieten abfliessenden Regenmengen, wie dies bei der Projektierung von städtischen Entwässerungsanlagen (Abzugskanälen) erforderlich ist. Hier kommen nur die in kürzeren Zwischenräumen niederfallenden Sturzregen, der Intensität und Dauer nach, die Grösse und Beschaffenheit des Zuflussgebietes, sowie die Lage, Länge und die Neigungsverhältnisse der bezüglichen Kanalstrecken, die Wahrscheinlichkeit einer künftigen Erweiterung derselben, sowie die mehr oder weniger schweren Folgen eines eventuellen zeitweiligen Überschwemmens der bezüglichen Kanäle in Betracht. Nach Frühling (Gl. 1895, N:o 20) wurden auf der landwirtschaftlichen Hochschule in Berlin in den Jahren 1884 bis 1893 folgende Sturzregen beobachtet, deren Dauer zwischen 3 und 33 Minuten schwankte:

89	Regen von	20	mm und darüber in 1 Stunde	(entsprech.	55,6	Liter pro Sek. & ha)
32	„ „	30	„ „ „ „ „	(„	83,3	sl/ha)
18	„ „	40	„ „ „ „ „	(„	111,1	„)
21	„ „	50	„ „ „ „ „	(„	138,9	„)
5	„ „	60	„ „ „ „ „	(„	166,7	„)

Da man bei Annahme der allerstärksten Niederschläge zu Kanaldimensionen kommen würde, welche zum erzielten Vorteil — Vermeidung jedweder Überschwemmung niedriggelegener Räume — in keinem Verhältnis stünde, so erachtet Frühling eine Abflussmenge von 125 sl/ha (entsprech. 45 mm Regen in der Stunde) als für die meisten Fälle genügend. Es sind z. B. in Wiesbaden 97,

Posen 100, Mainz 111, Düsseldorf 113, Mannheim 125, Paris 125 und Königsberg 168 sl/ha angenommen worden. Bürkli nimmt für schweizerische Städte 125—200 sl/ha an. Hiervon gelangt jedoch nicht alles in die Kanäle, sondern geht ein Teil durch Verdunstung und durch Aufsaugung und Versickerung in den Boden verloren. Demnach kann angenommen werden, dass von der gesamten Regenmenge je nach der Bodenbeschaffenheit im Mittel folgende Teile zum Abfluss gelangen:

Beim dicht bebauten Kern der Städte	0,7 bis 0,9
Bei anschliess. neueren Stadtteilen (geschlossene Bebauung) . . .	0,5—0,7
„ Villavierteln	0,25—0,5
„ Übungsplätzen und unbebauten Flächen der Bahnhöfe	0,1—0,3
„ Anlagen, Gartenflächen, sowie nach Stadtgebieten entwässernden Wiesen und Äckern, je nach Gefälle und Beschaffenheit . .	0,05—0,15
„ nach dem Stadtgebiet entwässernden Waldflächen	0,1—0,15

Hierbei ist auf die zukünftige Bebauung und Befestigungsart des Entwässerungsgebietes möglichst Rücksicht zu nehmen. Die Verluste durch Verdunstung von der Oberfläche, sowie die Zufuhr von Grundwasser sind in der Regel so gering, dass sie vernachlässigt werden können. Dementsprechend wurde z. B. in Paris angenommen, dass von den oben angegebenen 125 sl/ha nur $^1/_3$, also 41 sl/ha gleichzeitig in die Kanäle gelangen.

Nachdem ferner die Stärke der Sturzregen mit deren Flächenausdehnung abnimmt, so erscheint es namentlich bei grösseren Städten gerechtfertigt, die Abflussmenge mit zunehmender Fläche abnehmen zu lassen. So wurde z. B. in Berlin für Flächen unter 10 ha eine Regenmenge von 43 sl/ha und über 10 ha nur 21,2 sl/ha (entsprechend 23 mm Regenhöhe in der Stunde) angenommen, wovon $^1/_3$ gleichzeitig in die Abzugskanäle gelangen soll. In anderen Städten z. B. in Chemnitz und Dresden wurden hierfür, auf Grund von Beobachtungen, welche in den kanalisierten Stadtteilen bei heftigen Sturzregen stattgefunden haben, folgende Werte für die wirklich ablaufenden Regenmengen aufgestellt (DB. 1887, N:o 7):

Fläche	0	5	10	15	20	30	40	50	60	70	80	90	100	200	300	∞	ha
Abfluss. Chemnitz .	∞	48	43	40	38	35	33	32	31	30	29,5	28,5	28	25,5	24	0	sl/ha
„ Dresden . .	∞	—	62	55	46	45	34	31	28,5	27	26,5	26	26	26	26	26	„

Diese Abflussmengen gelten für dicht bebaute Gebiete, während in weitläufig bebauten, oder mit ausgedehnten Parkanlagen versehenen Vierteln dieselben um 10 bis 30 % verringert werden.

Frühling stellt hierfür (Gl. 1895, N:o 20) die nachfolgende Formel auf, worin q die grösste und q_1 die gesuchte Regenmenge, und l die Länge des Kanals (Luftlinie) bedeutet:

$$q_1 = q \,.\, 0{,}006 \sqrt{l}$$

Schliesslich ist die Dauer der Sturzregen insofern von Bedeutung, als sich aus dem Verhältnis derselben zur Länge des Kanals ergibt, ob und in wieweit an einer bestimmten Kanalstelle die s. g. Verzögerung des Abflusses zur Geltung kommt. Denkt man sich nämlich, dass einem Kanal während eines Regens innerhalb seines Entwässerungsgebietes der ganzen Länge nach Wasser zugeführt werde, so gelangt am unteren Ende des Gebietes nur dann die ganze auf dasselbe fallende sekundliche Wassermenge zum Abfluss, wenn der Regen länger dauert, als zum Anlangen der vom äussersten Ende des Gebietes kommenden Wassermengen erforderlich ist, da sonst in den unteren Teilen der Leitung der Zufluss aufhört, bevor die von den entfernteren Punkten kommenden (verzögerten) Wasserzuflüsse anlangen. Diese Bedingung wird daher umsoweniger erfüllt sein, je grösser das Gebiet und die Länge des Kanals, je geringer dessen Gefälle, und je weniger geneigt der Boden ist, wodurch die Geschwindigkeit verkleinert, und daher die Verzögerung vergrössert wird. Ist somit v die sekundl. Geschwindigkeit mit welcher sich das Wasser im gefüllten Kanale bewegt, t die Dauer des Sturzregens in Sekunden, l die Länge des Kanals von der Abflusstelle bis zum äussersten Ende des Gebietes, so muss

$$l \geqq vt$$

sein, damit sich die Verzögerung geltend mache. Für beispielsweise $v = 0{,}9$ m und $t = 25$ Min. wäre $l \geqq 0{,}9 \,.\, 25 \,.\, 60 \geqq 1350$ m, woraus also folgt, dass die Verzögerung erst bei längeren Leitungen zur Geltung kommt.

Wird bei stattfindender Verzögerung diese durch einen Verzögerungskoeffizienten $\varphi \leqq 1$ zum Ausdruck gebracht, mit dem die Abflussmenge somit noch zu multiplizieren wäre, so ist dieser von der Grösse, den Neigungsverhältnissen und der Form des Abflussgebietes abhängig. Bezeichnet f diejenige Fläche von der Länge l_1, bei welcher entsprechend $l_1 = vt$ an der Abflusstelle gerade der Beharrungszustand erreicht wird, so ist nach Frühling für eine Fläche F,

$$\varphi = \frac{f}{F},$$

daher z. B. für ein rechteckiges Niederschlagsgebiet von der Breite b und Länge l

$$\varphi = \frac{bl_1}{bl} = \frac{b \,.\, vt}{bl} = \frac{vt}{l}$$

Für andere Formen des Niederschlagsgebietes wären besondere Berechnungen erforderlich (vergl. Cl. 1894, S. 627).

Bürkli setzt für weniger koupiertes Terrain $\varphi = \frac{1}{\sqrt[4]{F}}$ und für stärker koupiertes $\varphi = \frac{1}{\sqrt[6]{F}}$, worin F in *ha* einzuführen.

b. Ermittlung der Abflussmengen durch Berechnung der Geschwindigkeit.

Wenn das Gerinne auf eine entsprechende Länge gleichförmig ist, so dass dann die Bewegung des Wassers als eine gleichmässige (gleichförmige) angenommen werden kann, so kann bei bekanntem Querprofil F des Wassers die mittlere Geschwindigkeit v, und daher auch die abfliessende Wassermenge aus

$$Q = Fv$$

berechnet werden.

Wird nämlich hierbei von der fliessenden Wassermasse ein zwischen zwei Querprofilen befindlicher Teil von der Länge a in Betracht gezogen, so ist dessen Gewicht, wenn γ das Gewicht der Raumeinheit bedeutet:

$$G = \gamma F a$$

Ist ferner α der Neigungswinkel der Wasserfläche gegen die Wagrechte, also $\operatorname{tang} \alpha = J$ das relative Gefälle, und wird der Kleinheit des Winkels wegen $\operatorname{tang} \alpha = \sin \alpha$ gesetzt, so ist

$$G \sin \alpha = \gamma F a J$$

die bewegende Kraft jener Wassermasse in der Richtung des Gefälles, die zur Aufrechterhaltung der Gleichmässigkeit der Bewegung gleich sein muss dem Gleitungswiderstand der Flüssigkeit, bestehend im Reibungswiderstand des Bettes und der Luft, und in den Widerständen der inneren Bewegung der Wasserteilchen. Ist daher p der benetzte Umfang (Wasser-Perimeter) des Bettes, so kann dessen Reibungswiderstand gleich

$$kpav^2$$

angenommen werden, wenn k einen Erfahrungskoeffizienten bedeutet. Man hat daher bei Vernachlässigung der übrigen Widerstände:

$$kpav^2 = \gamma F a J, \text{ woraus}$$

$$v = \sqrt{\frac{\gamma}{k} \frac{F}{p} J}$$

oder, wenn $\sqrt{\frac{\gamma}{k}} = c$ und $\frac{F}{p} = R$ (Profilradius, mittlerer oder hydraulischer Radius, mittlere hydraulische Tiefe) gesetzt wird, so ist

$$v = c\sqrt{RJ},$$

als die älteste, bereits um die Mitte des 18. Jahrhunderts von Chézy aufgestellte Geschwindigkeitsformel. Den Koeffizienten c bestimmte später Eytelwein (1801) aus Messungen von Dubuat (1779) und erhielt für Metermass:

$$v = 50{,}9\sqrt{RJ}.$$

Allein diese Chézy-Eytelwein'sche Formel leidet nicht nur an dem Übelstand, dass schon die bei deren Ableitung gemachte Vorausetzung der gleichen Geschwindigkeit aller Wasserteilchen und die Vernachlässigung der inneren Widerstände unrichtig ist, und schon deshalb der Koeffizient c nicht konstant sein kann, sondern haben die Beobachtungen gelehrt, dass derselbe sich sowohl mit der Geschwindigkeit ändert, als auch vom Rauheitsgrad des benetzten Umfanges, vom Profilradius R, vom Gefälle J, von der Art der mitgeführten Sinkstoffe und selbst von der Form der Längen- und Querprofile abhängig ist. Nachdem aber diese Formel den Vorteil der Einfachheit hat, so kann dieselbe in Fällen wo kein grösserer Grad von Genauigkeit erforderlich ist, wie bei der Projektierung städtischer Entwässerungsanlagen, dennoch ohne Bedenken angewendet werden [1]).

Von den zahlreichen älteren Formeln bei denen die obgenannten, auf die Veränderlichkeit des Koeffizienten c einwirkenden Umstände in mehr oder weniger befriedigender Weise berücksichtigt sind, eignet sich für kanalartige regelmässige Wasserläufe die Formel von Hagen (ZfB. 1881):

$$v = 43{,}7\sqrt[6]{R}\,.\sqrt{RJ}$$

und für Gerinne und kleine Flüsse die ältere Formel von Bazin (1865):

$$v = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \frac{\beta}{R}}}\,.\sqrt{RJ},$$

bei welcher nach Massgabe der Rauheit des benetzten Umfanges für die Werte der Koeffizienten α und β vier Hauptklassen zu unterscheiden sind, nämlich für:

	α	β
1) sehr glatte Wände (geglätteter Cement, sorgfältig gehobelte Bretter u. s. w.)	0,00015	0,0000045
2) glatte Wände (Hausteine, Backsteine, Bretter u. s. w.) . .	0,00019	0,0000133
3) weniger glatte Wände (Bruchsteinmauerwerk u. s. w.) . .	0,00024	0,0000600
4) Wände in Erde	0,00028	0,0003500
5) „ „ Geschiebe oder Gerölle (nach Ganguillet und Kutter)	0,00040	0,00070

Die weitgehendste Berücksichtigung der auf den Koeffizienten c einwirkenden Faktoren findet in der aufgrund umfassender Messungen aufgestellten

[1]) So wurde dieselbe z. B. bei der Berechnungen der Abzugskanäle in Berlin in der abgerundeten Form $v = 50\sqrt{RJ}$ benutzt.

Formel der schweizerischen Ingenieure Ganguillet und Kutter (ÖZ. 1869 — Kutter, die neuen Formeln für die Bewegung des Wassers in Kanälen und Flüssen, Wien 1877 — Berlin 1885):

$$v = \left\{ \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{J}\right)\frac{n}{\sqrt{R}}} \right\} \sqrt{RJ}$$

In dieser ganz allgemeinen, für Gewässer jeder Art und Grösse geltenden Formel ist die Grösse n (der s. g. Rauheitskoeffizient) vom Grade der Rauheit des benetzten Umfanges abhängig. Derselbe ist für:

	n	n Mittel	$\frac{1}{n}$
1) Gerinne mit glatten Cementwandungen oder sorgfältig gehobeltem Holz	0,0085 bis 0,011	0,010	100,00
2) Gerinne aus gewöhnlichen Brettern	0,011 — 0,013	0,012	83,33
3) Kanäle aus Quadern oder gut gefugten Backsteinen	0,012 — 0,020	0,017	76,91
4) „ „ Bruchsteinen	0,014 — 0,022	0,017	58,82
5) „ „ in Erde bei gemauerten Seitenwänden;	0,018 — 0,030	0,025	40,00
Gewässer in Erde Kanäle, Bäche, Flüsse . .	0,020 — 0,040		
6) Gewässer mit gröberen Geschieben und mit Wasserpflanzen	0,020 — 0,060	0,030	33,33

Bei der Anwendung der Formel liegt die Hauptschwierigkeit in der Wahl der richtigen Kategorie für den Rauheitskoeffizienten. Im allgemeinen sinkt derselbe bei Flüssen vom oberen nach dem unteren Lauf zu, entsprechend der Abnahme der Rauheit des Bettes durch die Abnahme der Korngrösse der Geschiebe.

Für die Berechnung von Entwässerungsgräben können nach Nerman folgende Werte angenommen werden:

1) für gewöhnliche, gut ausgeführte und unterhaltene Gräben, worin Steine Wasserpflanzen und Unregelmässigkeiten nicht vorkommen: $n = 0{,}025$;

2) für weniger gut unterhaltene Gräben, worin Steine und Wasserpflanzen hie und da vorkommen: $n = 0{,}03$, und

3) für unregelmässige, schlecht ausgeführte Abläufe in Schotter oder steiniger Erde, oder solche worin Wasserpflanzen in grösserer Menge vorkommen: $n = 0{,}035$.

Da die Berechnung von c aus obigem Klammerausdrucke sehr zeitraubend ist, sind hierfür in den genannten Quellen analytische und graphische Tabellen aufgestellt worden, aus denen von den Grössen R, J, n und c immer die eine unmittelbar entnommen werden kann, wenn die anderen gegeben sind.

Für die graphische Darstellung ist, wenn

$$c = \frac{z}{1 + \frac{x}{\sqrt{R}}} \text{ gesetzt wird,}$$

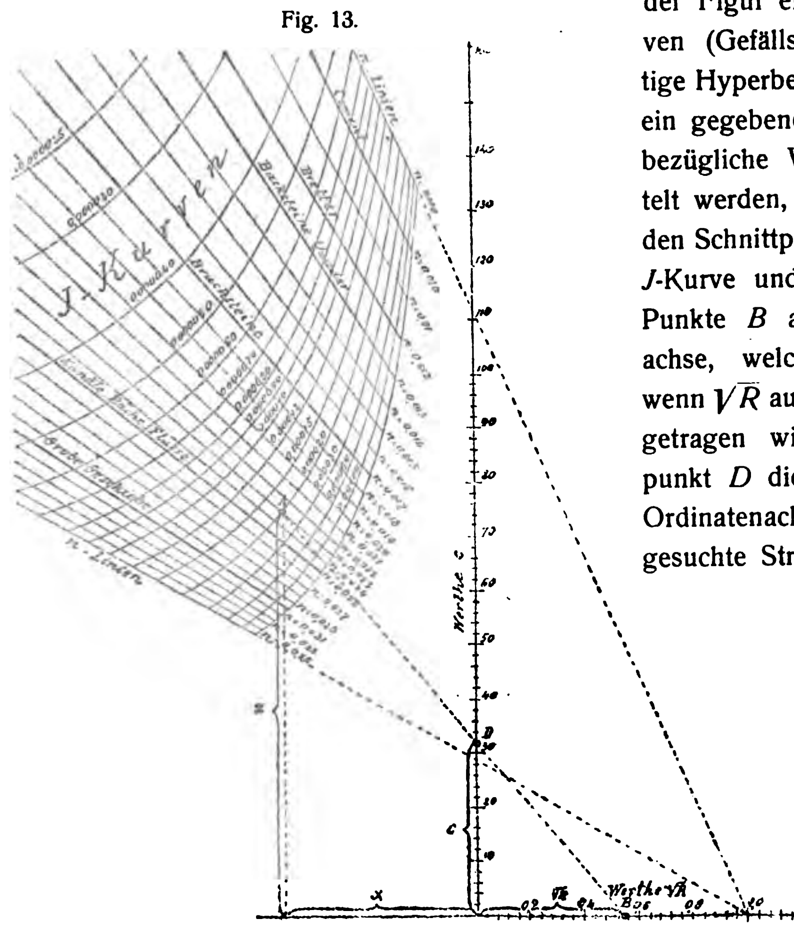
$$c : z = \sqrt{R} : (x + \sqrt{R}), \text{ worin}$$

$$x = n\left(23 + \frac{0{,}00155}{J}\right), \text{ und}$$

$$z = 23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{J}$$

Werden daher, wie in Textfig. 13, für die aus verschiedenen Werten von *n* und *J* sich ergebenden Werte von *x* und *z* aufgetragen, so erhält man die in der Figur ersichtlichen *J*-Kurven (Gefällskurven, gleichseitige Hyperbeln). Soll dann für ein gegebenes *R*, *J* und *n*, der bezügliche Wert von *c* ermittelt werden, so verbindet man den Schnittpunkt *A* der bezügl. *J*-Kurve und *n*-Linie mit dem Punkte *B* auf der Abscissenachse, welchen man erhält wenn $\sqrt{R}$ auf dieser Achse aufgetragen wird. Der Schnittpunkt *D* dieser Linie mit der Ordinatenachse ergibt dann die gesuchte Strecke *c*.

Fig. 13.



Die Kutter'sche Formel hat sich bisher als die zuverlässigste erwiesen, indem ihre Ergebnisse von den durch direkte Messung gefundenen Resultaten vergleichsweise am wenigsten abweichen; dieselbe ist deshalb auch allgemein gebräuchlich und in vielen Ländern offiziell vorgeschrieben. Allein abgesehen davon, dass dieselbe infolge ihrer komplizierten Form für den

Gebrauch ziemlich unbequem ist, so sind darin doch nicht alle Faktoren so berücksichtigt, dass sie namentlich für genauere Wassermengen-Bestimmungen in allen Fällen eine genügende Zuverlässigkeit gewähren würde. Man hat nämlich in neuerer Zeit durch genauere Geschwindigkeits-Messungen (z. B. in der Elbe und Donau) gefunden, dass der Rauheitskoeffizient n bei ein und demselben Flusse sowohl für verschiedene Querprofile, als auch für verschiedene Wasserstände bei ein und demselben Querprofil verschieden, sowie vom Durchschnittsgefälle abhängig sein kann, was dadurch zu erklären ist, dass die Rauheit des Flussbettes in erster Linie von der Beschaffenheit der Geschiebe, diese aber wieder vom Durchschnittsgefälle abhängt.

So ergab sich beispielsweise für die Donau bei Wien, aus den im Jahre 1878 vorgenommenen Messungen von Harlacher (ÖZ. 1895, N:o 27, S. 356) bei einer mittleren Geschwindigkeit $v = 2{,}01$ m, für das

Kuchelauer-Profil: $J = 0{,}000486$, $Q = 3632{,}5$ cbm, $n = 0{,}0284$
Reichsbrücken-Profil: $J = 0{,}0004427$, $Q = 3232{,}5$ cbm, $n = 0{,}027$
Donaukanal-Profil: $J = 0{,}00038$, $Q = 416$ cbm, $n = 0{,}025$

Desgleichen wurde bei den in der preussischen Elbe 1883—86 vorgenommenen Messungen gefunden, dass dort im allgemeinen n zwischen $0{,}021$ und $0{,}032$ schwankt. Es wurden daher die Ergebnisse jener Messungen mit den entsprechenden Durchschnittsgefällen in Beziehnng gebracht und aus ihnen dann, unter Zugrundlegung der allgemeinen Formel $v = c \,.\, R^n \,.\, J^m$ mittels der Methode der kleinsten Quadrate, die wahrscheinlichsten Werte für m, n und c ermittelt. Es fand sich hierbei $m = 0{,}5037$, $n = 0{,}3345$, daher annähernd $m = \frac{1}{2}$, $n = \frac{1}{3}$ und

$$v = 46{,}01 \sqrt[3]{R} \sqrt{J}$$

Dies gilt für die Elbe innerhalb Preussen, also für Wassermengen von 90 bis 430 cbm, Gefälle von $0{,}000070$ bis $0{,}000230$ und mittlere Tiefen von 1 bis 3 m (CBl. 1894, S. 221. — Vergl. auch ZfB. 1886, S. 551, — 1890, S. 76, 1893, S. 122 — HZ. 1885, S. 621).

Bei weniger genauen Geschwindigkeitsberechnungen, wie etwa für städtische Entwässerungsanlagen, kann die Kutter'sche Formel dadurch vereinfacht werden, dass bei Annahme von $J = \infty$, somit $\frac{0{,}0015}{J} = o$ und

$$v = \frac{23 + \frac{1}{n}}{1 + \frac{23\,n}{\sqrt{R}}} \sqrt{RJ}$$

gesetzt wird, welche Formel von Knauff zur Berechnung von Entwässerungskanälen vorgeschlagen wird (Gl. 1887). Er nimmt für

glasierte Steingutröhren: $n = 0{,}011$, daher $v = \dfrac{114\sqrt{R}}{0{,}253 + \sqrt{R}} \cdot \sqrt{RJ}.$

gemauerte Leitungen: $n = 0{,}0125$, $v = \dfrac{103\sqrt{R}}{0{,}287 + \sqrt{R}} \cdot \sqrt{RJ}.$

In neuerer Zeit hat Bazin aufgrund von zahlreichen Messungen (729 an der Zahl) eine neue Geschwindigkeitsformel aufgestellt, die gegenüber der Kutter'schen den Vorteil grösserer Einfachheit hat und mit den Messungsresultaten gut übereinstimmt, nämlich:

$$v = c\sqrt{RJ} = \frac{87}{1 + \dfrac{\gamma}{\sqrt{R}}}\sqrt{RJ}$$

Hierbei werden die Leitungen zur Bestimmung des Rauheitskoeffizienten γ in sechs Klassen eingeteilt, und zwar:

		γ
1.	Gerinne aus gehobeltem Holz oder glattem Cement	0,06
2.	„ „ gewöhnlichen Brettern, Quadern oder gutgefügten Backsteinen	0,16
3.	Kanäle mit Bruchsteinwandungen	0,46
4.	„ in Erde, sehr regelmässig, oder mit abgepflasterten Böschungen	0,85
5.	„ „ „ unter gewöhnlichen Verhältnissen	1,30
6.	Desgl. mit besonders grossem Widerstand (steinige oder bewachsene Wandungen)	1,75

Zur Erleichterung der Anwendung der Formel sind die in nachstehender Tabelle wiedergegebenen Werte von c für die Werte von $R = 0{,}05$ m bis $R = 20{,}00$ m für die sechs Klassen von Gerinnen ausgerechnet worden (AdP. 1897, III. S. 20—CBl. 1898, S. 317—ÖZ. 1898, S. 459—Tkn. 1897, N:o 87, S. 179).

R in m	*c*						*R* in m	*c*					
	1. Kl.	2. Kl.	3. Kl.	4. Kl.	5. Kl.	6. Kl.		1. Kl.	2. Kl.	3. Kl.	4. Kl.	5. Kl.	6. Kl.
0,05	68,5	50,7	28,4	18,1	12,8	9,9	0,20	76,7	64,1	42,9	30,0	22,8	17,7
0,06	69,8	52,6	30,2	19,4	13,8	10,7	0,21	76,9	64,5	43,5	30,5	22,7	18,1
0,07	70,9	54,2	31,7	20,6	14,7	11,4	0,22	77,1	64,9	44,0	30,9	23,1	18,4
0,08	71,8	55,6	33,1	21,7	15,5	12,1	0,23	77,3	65,2	44,4	31,4	23,4	18,7
0,09	72,5	56,7	34,4	22,7	16,3	12,7	0,24	77,5	65,5	44,8	31,8	23,8	19,0
0,10	73,1	57,7	35,5	23,6	17,0	13,8	0,25	77,6	65,9	45,3	32,2	24,2	19,3
0,11	73,6	58,7	36,5	24,4	17,7	13,9	0,26	77,8	66,2	45,7	32,6	24,5	19,6
0,12	74,1	59,5	37,4	25,2	18,3	14,4	0,27	78,0	66,5	46,1	33,0	24,8	19,9
0,13	74,6	60,2	38,2	25,9	18,9	14,9	0,28	78,1	66,8	46,5	33,4	25,2	20,2
0,14	75,0	60,9	39,0	26,7	19,4	15,8	0,29	78,3	67,0	46,9	33,7	25,5	20,5
0,15	75,3	61,5	39,7	27,2	19,9	15,8	0,30	78,4	67,3	47,3	34,1	25,8	20,7
0,16	75,6	62,1	40,5	27,8	20,4	16,2	0,31	78,5	67,6	47,6	34,4	26,1	21,0
0,17	75,9	62,7	41,2	28,4	20,9	16,6	0,32	78,6	67,8	47,9	34,7	26,4	21,2
0,18	76,2	63,2	41,8	29,0	21,4	17,0	0,33	78,8	68,0	48,2	35,1	26,7	21,5
0,19	76,5	63,6	42,4	29,5	21,8	17,3	0,34	78,9	68,2	48,5	35,4	26,9	21,7

R in m	*c* 1. Kl.	2. Kl.	3. Kl.	4. Kl.	5. Kl.	6. Kl.	*R* in m	*c* 1. Kl.	2. Kl.	3. Kl.	4. Kl.	5. Kl.	6. Kl.
0,85	79,0	68,4	48,8	35,7	27,2	22,0	1,90	83,8	77,9	65,2	53,8	44,8	38,3
0,36	79,1	68,6	49,2	36,0	27,5	22,2	2,00	83,4	78,1	65,6	54,3	45,3	38,9
0,37	79,2	68,8	49,5	36,3	27,7	22,4	2,20	83,6	78,5	66,4	55,8	46,4	39,9
0,38	79,2	69,0	49,8	36,6	28,0	22,7	2,40	83,7	78,8	67,1	56,2	47,3	40,8
0,39	79,3	69,2	50,1	36,8	28,2	22,9	2,60	83,8	79,1	67,7	57,0	48,1	41,7
0,40	79,4	69,4	50,4	37,1	28,5	23,1	2,80	83,9	79,4	68,2	57,7	48,9	42,5
0,41	79,5	69,6	50,6	37,4	28,7	23,3	3,00	84,0	79,6	68,7	58,3	49,7	43,3
0,42	79,6	69,7	50,9	37,6	28,9	23,5	3,20	84,1	79,8	69,2	58,9	50,4	44,0
0,43	79,7	69,9	51,1	37,9	29,2	23,7	3,40	84,2	80,0	69,6	59,5	51,0	44,6
0,44	79,7	70,1	51,4	38,1	29,4	23,9	3,60	84,3	80,2	70,0	60,1	51,6	45,2
0,45	79,8	70,2	51,6	38,4	29,6	24,1	3,80	84,4	80,4	70,4	60,6	52,2	45,8
0,46	79,9	70,4	51,8	38,6	29,8	24,3	4,00	84,5	80,5	70,7	61,0	52,7	46,4
0,47	80,0	70,5	52,0	38,8	30,0	24,5	4,50	84,6	80,9	71,5	62,1	53,9	47,6
0,48	80,0	70,6	52,3	39,1	30,2	24,7	5,00	84,7	81,2	72,1	63,0	55,0	48,8
0,49	80,1	70,8	52,5	39,3	30,4	24,8	5,50	84,8	81,4	72,7	63,8	56,0	49,8
0,50	80,2	70,9	52,7	39,5	30,6	25,0	6,00	84,9	81,6	73,2	64,6	56,8	50,7
0,55	80,4	71,5	53,7	40,5	31,6	25,9	6,50	85,0	81,8	73,7	65,2	57,6	51,6
0,60	80,7	72,1	54,6	41,4	32,5	26,7	7,00	85,0	82,0	74,1	65,8	58,3	52,3
0,65	80,9	72,6	55,4	42,3	33,3	27,4	7,50	85,1	82,2	74,5	66,4	58,9	53,0
0,70	81,1	73,0	56,1	43,1	34,1	28,1	8,00	85,2	82,3	74,8	66,9	59,5	53,7
0,75	81,3	73,4	56,8	43,9	34,8	28,8	8,50	85,2	82,4	75,1	67,4	60,1	54,3
0,80	81,5	73,8	57,4	44,6	35,5	29,4	9,00	85,3	82,6	75,4	67,8	60,7	54,9
0,85	81,7	74,1	58,0	45,2	36,1	30,0	9,50	85,3	82,7	75,7	68,2	61,2	55,6
0,90	81,8	74,4	58,6	45,9	36,7	30,6	10,00	85,3	82,8	75,9	68,5	61,6	56,0
0,95	81,9	74,7	59,1	46,5	37,3	31,1	11,00	85,4	83,0	76,4	69,2	62,5	57,0
1,00	82,0	75,0	59,6	47,0	37,8	31,6	12,00	85,5	83,1	76,8	69,9	63,3	57,8
1,10	82,2	75,4	60,5	48,0	38,8	32,6	13,00	85,5	83,3	77,1	70,4	63,9	58,6
1,20	82,4	75,9	61,3	48,9	39,7	33,5	14,00	85,6	83,4	77,4	70,9	64,5	59,3
1,30	82,6	76,3	62,0	49,8	40,6	34,3	15,00	65,6	83,5	77,7	71,3	65,1	59,9
1,40	82,8	76,9	62,6	50,6	41,4	35,1	16,00	85,7	83,6	78,0	71,7	65,6	60,5
1,50	82,9	76,9	63,2	51,3	42,2	35,8	17,00	85,7	83,7	78,3	72,1	66,1	61,1
1,60	83,0	77,2	63,8	52,0	42,9	36,5	18,00	85,7	83,8	78,5	72,5	66,6	61,6
1,70	83,1	77,5	64,3	52,6	43,6	37,1	19,00	85,8	83,9	78,7	72,8	67,0	62,1
1,80	83,2	77,7	64,8	53,2	44,2	37,7	20,00	85,8	84,0	78,8	73,0	67,3	62,5

Schliesslich wäre noch die in neuester Zeit aufgestellte, mit zahlreichen Versuchen gut übereinstimmende Geschwindigkeitsformel von R. Sidek zu erwähnen, nämlich bei Profilen, deren Wasserspiegelbreite B grösser ist als die 15 fache mittlere Tiefe $T = \frac{F}{B}$:

$$v = v' + \frac{T - T_n}{\alpha} + \frac{J - J_n}{\beta (J + J_n)} + v' \frac{T_n - T}{\gamma},$$

und wenn die Wasserspiegelbreite kleiner ist als die 15 fache Tiefe:

$$v = v' + \frac{T - T_n}{\alpha} + \frac{J - J_n}{\beta (J + J_n)} + v' \frac{T_n - T}{\gamma} + \frac{T_n - T}{\sqrt{B}}$$

$$\text{worin } v' = \frac{T\sqrt{J}}{\sqrt[20]{B}\sqrt{0{,}001}},$$

$$T_n = \sqrt{0{,}0175\, B - 0{,}0125},$$

$$J_n = 0{,}0010222 - 0{,}0000222\, B,$$

während die Koeffizienten α, β und γ aus der folgenden Tabelle zu entnehmen sind (ÖZ. 1901, 1903):

Werte von α, β, und γ.

Bei einer Tiefe T wenn $T > T_n$ oder T_n, wenn $T_n > T$ ist	α	Bei einem Gefälle J von	β		Bei der Differenz $T_n - T$	γ	
			$J > J_n$	$J < J_n$		$J > J_n$ / $J < J_n > 0{,}001$	$J < J_n < 0{,}001$
Von 0,0 bis 0,3 m	1	0,006 bis 0,005	6–5	.			
„ 0,3 „ 0,5 „	1,5	0,005 „ 0,004	5–4	.			
„ 0,5 „ 1,0 „	2	0,004 „ 0,003	4–3	5			
„ 1,0 „ 1,5 „	3	0,003 „ 0,002	3–2	5	+ 1,0 bis + 0,7 m	2	1
„ 1,5 „ 2,0 „	4	0,002 „ 0,001	2–1	5	+ 0,7 „ + 0,5 „	2	0,75
„ 2,0 „ 2,5 „	6	0,001 „ 0,0009	1	5	+ 0,5 „ + 0,0 „	1	0,5
„ 2,5 „ 3,0 „	10	0,0009 „ 0,0008	1,5	5	− 0,0 „ − 1,0 „	10	10
„ 3,0 „ 3,5 „	15	0,0008 „ 0,0007	2,0	5	− 1,0 „ − 2,0 „	15	15
„ 3,5 „ 4,0 „	20	0,0007 „ 0,0006	2,5	5	über − 2,0 „	20	20
„ 4,0 „ 4,5 „	30	0,0006 „ 0,0005	3,5	10			
„ 4,5 „ 5,0 „	40	0,0005 „ 0,0004	4,5	∞			
„ 5,0 „ 5,5 „	60	0,0004 „ 0,0003	6	∞			
„ 5,5 „ 6,0 „	80	0,0003 „ 0,0002	8	∞			
„ 6,0 „ 6,5 „	100	0,0002 „ 0,0001	10	∞			
über 6,5 „	∞	unter 0,0001	∞	∞			

c. Berechnung der Abflussmengen bei ungleichförmiger Bewegung des Wassers.

Ist das Gerinne unregelmässig, indem die Querprofile oder das Sohlengefälle oder beide zugleich veränderlich sind, so ist die Bewegung des Wassers ungleichförmig, und muss dabei zum Durchströmen der gleichen sekundlichen Wassermenge an allen Stellen bei kleinerem Querprofil die Geschwindigkeit grösser sein als bei grösserem. Sind daher in diesem Falle F_1 und F_2 die Querprofile zweier in der gegenseitigen Entfernung l gelegenen Punkte A und B des Längenprofils, $F = \frac{F_1 + F_2}{2}$ das mittlere Querprofil, $p = \frac{p_1 + p_2}{2}$ ihr mittlerer benetzter Umfang und $v = \frac{v_1 + v_2}{2}$ ihre mittlere Geschwindigkeit, α der Neigungswinkel der Wasserfläche gegen die Wagrechte und G das Gewicht eines Wasserprismas von der Qurschnittsfläche F und der Länge a, so ist die bewegende Kraft dieses Prismas in der Stromrichtung:

$$T = G \sin \alpha = \gamma F a \sin \alpha,$$

wenn γ das Gewicht der Raumeinheit (1 cbm) Wasser bedeutet. Ferner ist entsprechend der früheren Darlegung (S. 53) der Bewegungswiderstand des Prismas a:

$$W = kpav^2,$$

oder nachdem entsprechend der früheren Annahme $\sqrt{\frac{\gamma}{k}} = c$, oder $k = \frac{\gamma}{c^2}$, worin

der Koeffizient c die frühere Bedeutung hat, so ist

$$W = \gamma p a \frac{v^2}{c^2}.$$

Demnach ist die auf die Weglänge l verrichtete Arbeit:

$$(T - W)\, l = \gamma a \left(F \sin \alpha - \frac{p v^2}{c^2}\right) l$$

und die dabei entwickelte lebendige Kraft:

$$\frac{G}{2g}(v_1^2 - v_2^2) = \frac{\gamma F a}{2g}(v_1^2 - v_2^2), \text{ oder da}$$

$$(T - W)\, l = \frac{G}{2g}(v_1^2 - v_2^2), \text{ so ist}$$

$$l \sin \alpha = h = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} + \frac{p v^2}{F c^2}\, l, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 1)$$

worin somit h den Höhenunterschied der Punkte A und B bedeutet. Man hat daher auch:

$$h = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} + \frac{(p_1 + p_2)\,(v_1 + v_2)^2}{4\,(F_1 + F_2)\, c^2}\, l, \text{ oder nachdem}$$

$$v_1 = \frac{Q}{F_1},\ v_2 = \frac{Q}{F_2},\ v_1 + v_2 = \frac{Q\,(F_1 + F_2)}{F_1 F_2} \text{ und } v_1^2 - v_2^2 = Q^2\left(\frac{F_2^2 - F_1^2}{F_1^2 F_2^2}\right),$$

$$h = Q^2 \frac{F_1 + F_2}{2 F_1^2 F_2^2}\left(\frac{F_2 - F_1}{g} + \frac{p_1 + p_2}{2 c^2}\, l\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 2)$$

$$Q = \frac{F_1 F_2 \sqrt{2gh}}{\sqrt{F_2^2 - F_1^2 + \frac{gl}{2c^2}(p_1 + p_2)\,(F_1 + F_2)}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 3)$$

Da für zwei unendlich nahe an einander gelegene Querprofile h in dh und l in dl übergeht, und $v_1^2 - v_2^2 = dv^2 = 2\, v dv$ wird, so geht die obige Gleichung 1) in die folgende Grundgleichung der ungleichförmigen Bewegung über:

$$dh = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} + \frac{p v^2}{F c^2}\, dl = \frac{v dv}{g} + \frac{p v^2}{F c^2}\, dl, \text{ oder}$$

$$h = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} + \int_{l_2}^{l_1} \frac{p v^2}{F c^2}\, dl = Q^2\left(\frac{F_2^2 - F_1^2}{2 g F_1^2 F_2^2} + \int_{l_2}^{l_1} \frac{p\, dl}{F^3 c^2}\right) \quad \ldots\ldots\ldots \quad 4)$$

$$Q = \sqrt{\frac{h}{\frac{F_2^2 - F_1^2}{2 g F_1^2 F_2^2} + \int \frac{p\, dl}{F^3 c^2}}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 5)$$

Es kann daher durch die Gleichungen 3) und 5) bei gegebenem Höhenunterschied h die Wassermenge Q, und durch die Gleichungen 2) und 4) bei gegebener Wassermenge der Höhenunterschied der Profile F_1 und F_2 berechnet werden. Hierbei kann der Ausdruck $\int_{l_2}^{l_1} \frac{p\, dl}{F^3 c^2}$ als eine Fläche dargestellt werden, wenn

zwischen F_1 und F_2 noch andere Profile F_3, F_4 ... ermittelt, und an den Stellen dieser Profile die Werte $\frac{p_1}{F_1^3 c_1^2}$, $\frac{p_3}{F_3^3 c_3^2}$, $\frac{p_4}{F_4^3 c_4^3}$, ... $\frac{p_2}{F_2^3 c_2^2}$ als Ordinaten aufgetragen werden.

Hierher gehört auch die bequemere und zuverlässigere Berechnung der Abflussmengen mit Hilfe von Wehren. Wird nämlich das abfliessende Wasser mittels eines Wehres aufgestaut und über dasselbe geleitet, so kann nach Erreichung des Beharrungszustandes aus der Höhe des Wehres und dem Durchflussprofil des Wassers, wie später bei den „Stauwerken" gezeigt werden soll, die Wassermenge berechnet werden.

Eine besondere Art von ungleichförmiger Bewegung findet beim Eintritt des Wassers in Kanäle an der s. g. Kanalspitze statt, wobei dasselbe durch den Übergang aus einem Speisebehälter mit kleinerer Geschwindigkeit v_1 (gewöhnlich eine mittels Wehr aufgestaute Flusstrecke) in den Kanal plötzlich eine grössere Geschwindigkeit v annimmt, infolge dessen eine plötzliche Senkung des Wasserspiegels, bezw. ein Gefällsverlust emtritt, der bei der Annahme des Querprofils des Kanals behufs Berechnung der abfliessenden Wassermenge berücksichtigt werden muss. Während das Wasser im Kanale unterhalb der Kanalspitze bald eine gleichförmige Bewegung annimmt, bildet jener Übergang eine Stelle mit ungleichförmiger Bewegung, die wegen der plötzlichen Geschwindigkeitsveränderung nicht nach den obigen Regeln behandelt werden kann.

Nach Dubuat ist diese Senkung des Wasserpiegels gleich dem Unterschied der s. g. Geschwindigkeitshöhen, nämlich:

$$h = \frac{1}{m^2}\,\frac{v^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g}$$ [1],

worin m einen Erfahrungs-(Kontraktions-)Koeffizienten bezeichnet. Ist die Geschwindigkeit v_1 im Speisebehälter wie gewöhnlich so klein, dass sie vernachlässigt werden kann, so ist:

$$h = \frac{1}{m^2}\,\frac{v^2}{2g}.$$

Der Koeffizient m ist nach Dubuat von der Kanalbreite und der Geschwindigkeit abhängig, und wurde bei grösserer Breite und kleiner Geschwindigkeit infolge der geringen Kontraktion $m = 0{,}95$, bei kleiner Breite aber $m = 0{,}91$ bis

[1]) Siehe Rühlmann, Hydromechanik — Wex, Hydrodynamik.

0,73 gefunden. Eytelwein nimmt für breite Kanäle $m = 0{,}95$ und für schmale $m = 0{,}86$. Nerman benutzt einen Mittelwert $m = 0{,}85$ und erhält:

$$h = \frac{1}{0{,}85^2} \cdot \frac{v^2}{2g} = 0{,}07\ v^2$$

Bezeichnet daher T die Höhe der Wasserfläche des Behälters über der Einlassschwelle, so ist die Wassertiefe im Kanal:

$$t = T - h$$

und wenn b die mittlere Breite des Querprofils des Kanals, so ist die abfliessende Wassermenge:

$$Q = btv.$$

Nun kann die obige Formel für h zwar für die meisten Fälle der Praxis umsomehr genügen, als der fragliche Gefällsverlust unter gewöhnlichen Verhältnissen nicht grösser ist als etwa 15 bis 20 cm. Allein bei ihrer allgemeinen Anwendung kann diese Formel nach Willebrand [1]) nicht nur zu Ungenauigkeiten, sondern auch zu Widersprüchen führen. Nimmt man beispielsweise einen Kanal mit rechteckigem Querprofil von der Breite $b = 1$ m an, dessen Schwelle 0,6 m unter der Wasserfläche des Behälters liegt, sodass $T = 0{,}6$ m und $t = 0{,}6 - h$, so ergibt sich für

$v = 1{,}0$	m/Sek.	$h = 0{,}07$	m	$Q = 0{,}53$	kbm/Sek.
$v = 1{,}5$	„	$h = 0{,}16$	„	$Q = 0{,}66$	„
$v = 2{,}0$	„	$h = 0{,}28$	„	$Q = 0{,}64$	„
$v = 2{,}93$	„	$h = 0{,}60$	„	$Q = 0$	„

Für $v = 3$ m wird der Gefällsverlust $h = 0{,}63$ m, somit um 3 cm grösser als die Wassertiefe an der Schwelle.

Zur Vermeidung dieses Widerspruchs unterscheidet genannter Verfasser drei Intervalle, für die je nach der Geschwindigkeit im Kanale besondere Formeln aufgestellt werden, und zwar 1) für Geschwindigkeiten bis zu derjenigen Grenze die der grössten in einem Kanale zum Abfluss kommenden Wassermenge max Q entspricht, 2) für Geschwindigkeiten zwischen dieser Grenze und derjenigen, deren Wassermenge dem freien Überfall über der Einlaufschwelle, als die grösste mögliche Wassermenge, entspricht und 3) für noch grössere Geschwindigkeiten. Diese Grenzen ergeben sich durch folgende Betrachtung. Setzt man in obiger Gleichung $\frac{1}{m^2} = k$, so ist

$$h = k \frac{v^2}{2g} \text{ und}$$

[1]) K. R. von Willebrand, Om fallförlusten vid vattnets inträde i kanaler, Helsingfors 1897 — TFF. 1897, S. 115.

$$Q = b\left(T - k\frac{v^2}{2g}\right)v,$$

$$\frac{dQ}{dv} = b\left(T - 3\,k\frac{v^2}{2g}\right) = 0, \text{ daher}$$

$$T = 3\,k\frac{v^2}{2g}, \quad v = \sqrt{\frac{2g}{k}\cdot\frac{T}{3}},$$

$$h = \frac{T}{3}, \text{ somit}$$

$$t = T - h = \tfrac{2}{3}\,T \text{ und}$$

$$\max Q = b\,.\,\tfrac{2}{3}\,T\,.\,v = \tfrac{2}{3}\,bT\sqrt{\frac{2g}{k}\cdot\frac{T}{3}}$$

Die der zweiten Grenze, bezw. dem freien Überfall entsprechende Wassermenge beträgt nach der später besprochenen Theorie des Staues

$$Q = \tfrac{2}{3}\,\mu bT\sqrt{2\,gT}.$$

Demnach erhält Willebrand nach Einsetzung von entsprechenden Erfahrungswerten für die verschiedenen Koeffizienten folgende empirische Formeln, die mit seinen Versuchsresultaten gut übereinstimmend befunden worden sind:

$$1.\ \begin{cases} v \leqq 2{,}21\sqrt{T} \\ h = \dfrac{1}{0{,}845^2}\,\dfrac{v^2}{2g} = 0{,}071\,v^2 \\ Q = b\,(T - h)\,v \end{cases}$$

$$2.\ \begin{cases} 2{,}21\sqrt{T} < v < 3{,}14\sqrt{T} \\ 0{,}33\,T < h < 0{,}57\,T \\ Q = \text{konst.} = 0{,}35\,bT\sqrt{2\,gT} \end{cases}$$

$$3.\ \begin{cases} v \geqq 3{,}14\sqrt{T} \\ h = T - \dfrac{Q}{bv} \\ Q = \text{konst.} = 0{,}35\,bT\sqrt{2\,gT} \end{cases}$$

d. Ermittlung der Abflussmengen durch unmittelbare Messung der Geschwindigkeit.

Allgemeines.

Ist *ACB* (Textfig. 14) das Querprofil eines Gerinnes, so ist die Geschwindigkeit nicht in allen Punkten des Querprofils die gleiche, sondern dort wo das Wasser mit dem Bette in Berührung kommt, infolge des Reibungswiderstandes, am kleinsten und dann mit zunehmender Entfernung von den Wänden grösser.

Desgleichen erbietet auch an der Oberfläche die Luft einen, wenn auch bedeutend geringeren Widerstand. Denkt man sich die Punkte gleicher Geschwindigkeit mit einander verbunden, so erhält man die Linien gleicher Geschwindigkeit (Isotachen) $v_1, v_2, v_3, v_4 \dots$

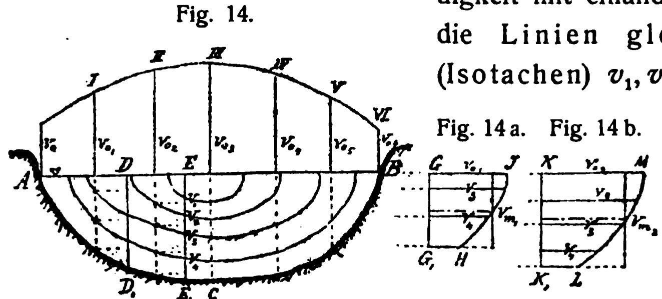


Fig. 14. Fig. 14 a. Fig. 14 b.

Demnach sollte zur Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit v des Profils, dieses in so kleine quadratische Elemente F_1, F_2, F_3 .. zerlegt werden, dass innerhalb derselben die Geschwindigkeiten u_1, u_2, $u_3 \dots$ als konstant angesehen werden könnten, und hätte man dann:

$$v = \frac{F_1 u_1 + F_2 u_2 + F_3 u_3 + \dots}{F}$$

$$Q = Fv = F_1 u_1 + F_2 u_2 + F_3 u_3 + \dots$$

Statt dessen pflegt man aber gewöhnlich die Profilfläche wie in Fig. 14 in vertikale Streifen $ADD_1 = F_1$, $DD_1 E_1 E = F_2 \dots$ zu zerlegen, und für deren Mittelvertikalen I, II, III .. die Geschwindigkeiten in verschiedenen Tiefen zu ermitteln, welche dann entsprechend Fig. 14 a, Fig. 14 b ... horizontal aufgetragen die Vertikal-Geschwindigkeitskurven (Vertikalkurven) JH, ML ... ergeben. Aus diesen werden dann die mittleren Geschwindigkeiten jener Vertikalen v_{m1}, v_{m2}, $v_{m3} \dots$ in der Art bestimmt, dass, wenn die bezügl. Tiefen $t_1 = GG_1$, $t_2 = KK_1 \dots$

$$v_{m1} \cdot t_1 = GG_1 HJ, \quad v_{m2} \cdot t_2 = KK_1 LM \dots$$

$$v_{m1} = \frac{GG_1 HJ}{t_1}, \quad v_{m2} = \frac{KK_1 LM}{t_2} \dots \text{ und}$$

$$v = \frac{F_1 v_{m1} + F_2 v_{m2} + F_3 v_{m3} + \dots}{F},$$

$$Q = F_1 v_{m1} + F_2 v_{m2} + F_3 v_{m3} + \dots$$

Wird bei einer Vertikalen die Gesamttiefe mit t, und mit t_m diejenige Tiefe bezeichnet, wo die wirkliche Geschwindigkeit mit der mittleren Vertikalgeschwindigkeit v_m übereinstimmt, so ist:

nach Hagen: $t_m = 0{,}555\, t$ und
nach Humphreys-Abbot: $t_m = 0{,}5773\, t$.

Wird demnach in dieser Tiefe ein Geschwindigkeits-Messapparat angesetzt, so ergibt eine einzige Messung die mittlere Geschwindigkeit des fraglichen Querprofilstreifens.

Werden ferner entsprechend Textfig. 14 an den Vertikalen I II III .. vom Wasserspiegel aus die an jenen Stellen an der Wasserfläche vorhandenen Geschwindigkeiten v_{01}, v_{03}, v_{03} .. aufgetragen und die Endpunkte durch eine kontinuierliche Kurve mit einander verbunden, so ist dies die Kurve der Oberflächengeschwindigkeiten, deren höchster Punkt der Lage des s. g. Stromstrichs (Talweges) entspricht, und der sich gewöhnlich über der tiefsten Stelle befindet.

Harlacher fand folgende Beziehung zwischen der Oberflächengeschwindigkeit und der mittleren Geschwindigkeit einer Vertikalen:

$$v_m = 0{,}83\ v_0 \text{ bis } 0{,}87\ v_0, \text{ im Mittel } 0{,}85\ v_0 \text{ *)}$$

Ferner wurden folgende Beziehungen zwischen der grössten Oberflächengeschwindigkeit max v_0 und der mittleren Geschwindigkeit des Querprofils aufgestellt, nämlich von:

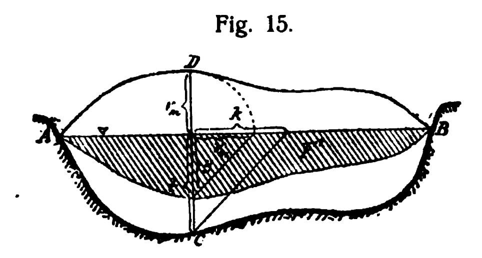
$$\text{Bazin: } v = \max v_0 - 14\sqrt{RJ}.$$

Wagner**) setzt: $v = 0{,}67 \max v_0 + 0{,}027 \max v_0^2$. Zur Bestimmung der Geschwindigkeit v_t an der Sohle aus der mittleren Profilgeschwindigkeit kann nach Nerman folgende Formel angewendet werden:

$$v_t = v - 6\sqrt{RJ}.$$

Bei gegebenen mittleren Geschwindigkeiten der Vertikalen v_m kann zur Bestimmung der Wassermenge auch das nachfolgende graphische Verfahren von Harlacher zur Anwendung kommen (ÖW. 1878).

Fig. 15.



Wenn ACB (Textfig. 15) das Querprofil und ADB die Kurve der mittleren Geschwindigkeiten der Vertikalen darstellt, so ist für einen Vertikalstreifen von der Tiefe t und Breite dx die Wassermenge:

$$dQ = v_m \,.\, t \,.\, dx = \frac{k v_m t dx}{k},$$

worin k eine beliebige Konstante bedeutet. Setzt man

$$\frac{v_m \,.\, t}{k} = y, \text{ so ist } dQ = kydx \text{ und}$$

$$Q = k\int ydx = kF'.$$

y bestimmt sich aus $\frac{k}{t} = \frac{v_m}{y}$ mittelst zweier ähnlichen Dreiecke, wie aus der Figur zu ersehen, und ergibt dann das Produkt der schraffierten Fläche F' mit k die Wassermenge. Letztere ist somit hier durch einen Zylinder von der Basis F' und der Höhe k dargestellt, und wird für $k = 1$, $Q = F'$.

*) Harlacher, Die Messungen in der Elbe und Donau etc., Leipzig 1881.

**) Wagner, Hydrologische Untersuchungen, Braunschweig 1881.

Apparate zur Messung der Geschwindigkeit.

Man kann diese Apparate in zwei Gruppen einteilen, nämlich in solche, welche schwimmend der Strömung mitfolgen (Schwimmer) und solche, welche bei ruhiger Stellung die Geschwindigkeit angeben.

Schwimmer.

Es gibt zweierlei Arten von Schwimmern, nämlich solche welche an der Wasserfläche schwimmen, und daher nur zur Bestimmung der Oberflächengeschwindigkeit dienen (Oberflächenschwimmer), und solche die man so tief hinabsinken lässt, dass hierdurch mehr oder weniger genau die mittlere Geschwindigkeit einer Vertikalen erhalten wird.

Die Geschwindigkeit ergibt sich bei sämtlichen Schwimmern als Quotient aus der Länge einer zurückgelegten Wegstrecke, durch die hierzu verwendete Zeit in Sekunden.

Als Oberflächenschwimmer können allerlei schwimmende Gegenstände, wie Schwimmkugeln, Flaschen oder hölzerne Schwimmklötze, sowie das s. g. einfache Log verwendet werden.

Schwimmkugeln sind wasserdichte Blechkugeln von 0,1 bis 0,3 m Durchmesser, welche durch Einfüllen von Ballast (Sand, Schrot) soviel beschwert werden, dass sie zur möglichsten Vermeidung des Luftwiderstandes zum grössten Teil unter die Oberfläche sinken, und nur soviel emporragen, dass sie bei greller Färbung gut sichtbar sind. Zu diesem Zwecke pflegt man dieselben auch mit einer Marke oder einem Fähnchen zu versehen. In gleicher Weise können auch Flaschen verwendet werden.

Schwimmklötze bestehen aus runden Holzabschnitten von etwa 0,3 m Durchmesser und 0,1 m Höhe, welche durch eventuelles Anhängen von Steinen bis zur gewünschten Tiefe gesenkt werden können. Solche Klötze haben den Vorteil der Billigkeit und Bequemlichkeit, indem sie nicht wie die Kugeln wieder aufgefangen zu werden brauchen.

Das einfache Log besteht aus einem dreieckigen Brettchen von 25 bis 30 cm Seitenlänge, welches durch drei von den Ecken ausgehende, und zu einem Knoten zusammenlaufende Schnüre an einer Leine angehängt ist, und so von einem festen Punkte aus (Boot, Brücke) der Strömung überlassen wird, um nach Verlauf einer entsprechenden Zeit wieder zurückgezogen zu werden. Die abgelaufene Leinenlänge gibt dann die Weglänge an. Infolge des Widerstandes der Leine wird aber hierdurch ein weniger zuverlässiges Resultat erhalten, als bei freien Schwimmern.

Als Tiefenschwimmer werden s. g. Doppelschwimmer und Schwimmstäbe benutzt. Zu Doppelschwimmern können Schwimmkugeln oder Schwimmklötze gleicher Art wie die vorgenannten verwendet werden, indem zwei derselben mittels einer Schnur von entsprechender Länge mit einander verbunden werden, und der eine durch Belastung in die Tiefe versenkt, der andere dagegen gleich dem Oberflächenschwimmer unter der Wasserfläche schwimmen gelassen wird.

Schwimmstäbe bestehen in der einfachsten Form aus hölzernen Stangen oder aus einer Reihe von mit einander verbundenen Holzklötzen, welche am unteren Ende durch Anhängen von Steinen belastet und so zur entsprechenden Tiefe versenkt werden. Statt dessen kann auch eine unten geschlossene eiserne Röhre verwendet werden, welche durch Einlegen von Ballast entsprechend belastet wird (Stab von Cabeo).

Schwimmer kommen sowohl dort zur Anwendung wo keine genaueren Apparate zur Verfügung stehen, als auch dort, wo sich letztere nicht anwenden lassen, wie dies bei Geschwindigkeiten über etwa 3 m der Fall ist. Auch werden Schwimmer zur Ergänzung und zur Kontrolle von Messungen mit anderen Apparaten benutzt. Der von den Schwimmern zurückgelegte Weg soll bei kleineren Flüssen mindenstens 25 m und bei grösseren wo möglich 100 m betragen. Die Messungen sollen nur bei Windstille vorgenommen werden.

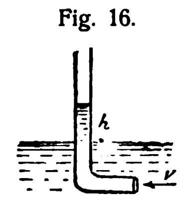
Apparate mit ruhiger Stellung.

Bei diesen Vorrichtungen kommt die Geschwindigkeit als Funktion des von der Strömung ausgeübten hydraulischen Druckes zum Ausdruck. Von den verschiedenen dazu angewendeten Apparaten sollen hier nur die zweckmässigsten, nämlich die hydrometrische Röhre und der hydrometrische Flügel, besprochen werden.

Die hydrometrische Röhre.

Die ursprüngliche Anordnung dieses von Pitot erfundenen Apparates (daher auch Pitot'sche Röhre genannt), bestand aus einer gebogenen Glasröhre (Textfig. 16), deren horizontaler Schenkel gegen die Strömung gekehrt wird, infolge dessen durch den Stoss der letzteren das Wasser im vertikalen Schenkel bis zu einer mit der Geschwindigkeit v zunehmenden Höhe h emporsteigt. Es ist dann:

Fig. 16.



Pitot'sche Röhre.

$$h = k\frac{v^2}{2g}$$

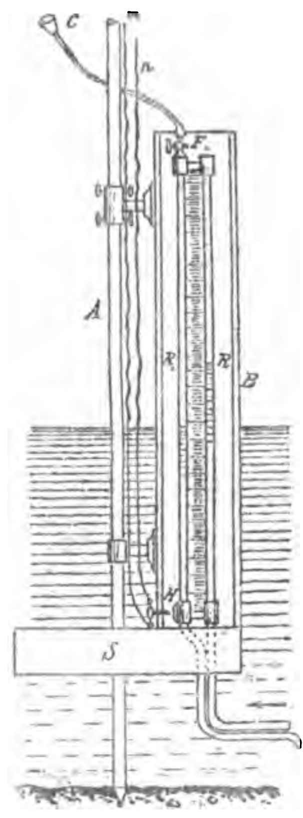
$$v = k_1\sqrt{h},$$

worin k einen Erfahrungskoeffizienten bedeutet, welcher durch vorherige Versuche (s. g. Tarierung) ermittelt wird. Dies geschieht in der Art, dass der Apparat mit einer bestimmten Geschwindigkeit v' durch ruhiges Wasser gezogen wird. Ist dann h' die dabei beobachtete Höhe der Wassersäule im vertikalen Schenkel, so ist $k_1 = \frac{v'}{\sqrt{h'}}$.

Zur Minderung der Schwankungen des Wasserstandes im vertikalen Rohrschenkel, wodurch das Ablesen von h erschwert wird, wurde später der Apparat dadurch verbessert, dass man den wagrechten Schenkel zu einer Düse mit kleiner Öffnung verengt hat. Ferner wurde behufs Erleichterung des Ablesens im vertikalen Schenkel ein Schwimmer mit einer bis zu entsprechender Höhe reichenden Stange mit Masstab versehen.

Eine wesentliche Verbesserung erhielt der Apparat durch Darcy, indem er demselben die in Textfig. 17 schematisch dargestellte Anordnung gab. Derselbe besteht hier aus zwei Röhren R und R_1, von denen erstere wie im vorigen Falle horizontal abgebogen und gegen die Strömung gekehrt ist, während letztere in eine vertikal abgebogene Düse ausmündet und zur Feststellung des äusseren Wasserstandes dient, wenn nach vollbrachter Messung und Abschliessung der Röhren durch die Hähne bei H der Apparat aus dem Wasser gehoben wird. Letzteres kann aber auch unterbleiben, und werden statt dessen die beiden Wassersäulen, ohne dass hierdurch der gegenseitige Höhenunterschied verändert wird, durch das mit einem Mundstück versehene Saugrohr FC so hoch angesaugt, als zur bequemen Beobachtung erforderlich ist. Das Saugrohr wird nach geschehenem Ansaugen durch den Hahn F geschlossen. Die Bewegung der unteren Hähne H geschieht durch die Schnüre m und n.

Fig. 17.



1: 20.
Hydrometrische Röhre von Darcy.

Die Röhren sind an einer geteilten Tafel B befestigt, welche längs einer auf die Sohle zu stellenden Stange A gleitet, und an dieser mittels Stellschrauben in beliebiger Höhe befestigt werden kann. Zum Einstellen des Apparates in die Richtung der Strömung ist derselbe mit einem Steuerruder S versehen. Dieser Apparat gibt ziemlich zuverlässige Resultate, und lässt sich namentlich zur Messung der Geschwindigkeiten an der Sohle mit Vorteil anwenden; für grössere Tiefen und stärkere Strömung ist derselbe jedoch nicht geeignet.

Im Vergleich zu anderen Apparaten hat dieser den Nachtheil der Schwerfälligkeit und Unbequemlichkeit.

Taf. 2, Fig. 7—7a. Geschwindigkeitsmesser von Ritter (französ. Ingenieur en Chef). Dieser neuere Apparat ist der Hauptsache nach mit dem vorigen übereinstimmend, indem sich auch hier im unteren Teil die zwei Röhren des vorigen Apparates wieder vorfinden.

Dieselben bestehen aber hier im wagrechten Teil aus je einem Haarröhrchen *a* (Fig. 7a) von rd. 1,2 m Länge, welche um weniger Raum einzunehmen, spiralförmig aufgerollt sind. Diese Röhren münden in je eine Aufsatzröhre *bb* von 0,3 m Höhe, die sodann durch zwei Kautschukröhren *cc* von 4 mm Durchmesser mit einem in beliebiger Höhe angebrachten, durch die Hähne *H*, *J* und *K* reglulierbaren Manometer *M* in Verbindung stehen.

Das Funktionieren dieses Apparates beruht nun darauf, dass sich hier nur die Spiralröhren *a* mit Wasser füllen, während sich in den Übertragungsröhren *b* und *c* immer nur Luft befindet, auf die das Wasser der Spiralröhren als Kolben wirkt, wodurch die Stosskraft der Strömung gegen die horizontale Düse und der hydrostatische Druck der vertikalen Düse zum Manometer übertragen wird. Letzteres besteht aus einer U-förmigen Glasröhre die unten mit Quecksilber oder Weingeist gefüllt ist, und deren Schenkel mit den Übertragungsröhren *c* in Verbindung stehen. Zwischen den beiden Schenkeln befindet sich eine verschiebbare Skala, die eine doppelte Einteilung hat, in mm und in Geschwindigkeiten, so dass man die letzteren direkt ablesen kann.

Der Apparat ist mit einem Steuer *S* versehen und wird an einer mit Ballast *B* beschwerten Leine hängend etwa von Brücken aus gehandhabt, wobei sich das Manometer am Geländer befindet.

Dieser Apparat wird nur zur Ermittlung der Oberflächengeschwindigkeit benutzt und dabei in eine Tiefe von 0,1 bis 0,15 m unter den Wasserspiegel eingetaucht. Zur Berechnung der mittleren Geschwindigkeit in einer Vertikalen nimmt Ritter folgendes Verhältnis zwischen dieser Geschwindigkeit und der Oberflächengeschwindigkeit an:

$$\frac{v_m}{v_0} = 0{,}85.$$

Die hierbei erhaltenen Abflussmengen sollen höchstens um 10 % von den durch andere genauere Messungsarten erhaltenen Werten abweichen (AdP. 1886 II, Dec.—DB. 1887, S. 249).

Taf. 2, Fig. 8—8a. Hydrometrische Röhre von Franck. Dieser Apparat bezweckt die mittlere Geschwindigkeit einer Vertikalen durch eine einzige Beobachtung zu ermitteln. Derselbe besteht aus einer im unteren Teil der ganzen Länge nach dicht gelochten eisernen Röhre R_1, auf welcher sich ein kurzes Rohrstück R_2 verschieben lässt, das am unteren Ende gegen R_1 durch eine Stopfbüchse gedichtet und beim Einstellen des Instruments mittels einer Schubstange *S* und deren Klemmen so gestellt wird, dass die Stopfbüchse 8 bis 10 cm unter den Wasserspiegel zu stehen kommt.

Wird nun die gelochte Seite der Röhre durch das gegenüber angebrachte Steuerruder *F* in die Stromrichtung gebracht, so steigt das Wasser im Inneren von R_1 entsprechend dem mittleren hydraulischen Drucke, von wo es in den Zwischenraum zwischen R_1 und R_2 und in ein mit diesem Raum kommunizierendes Röhrchen R_3 gelangt. Diesem gegenüber befindet sich ein an seinem unteren Ende geschlitztes Rohr R_4 in welchem sich das Wasser auf die Höhe des äusseren Wasserspiegels stellt. Durch die Schläuche E_1 und E_2 stehen diese Rohre mit einem Manometerrohr *M*, und dieses wieder mit einem durch den Hahn *H* verschliessbaren Saugrohr *L* in Verbindung, durch welches die beiden Wassersäulen von R_3 und R_4 in das Manometer hochgezogen werden, wo ihre Höhendifferenz leicht abgelesen werden kann.

Das Manometer besteht aus zwei in einander gesteckten Glasröhren, von denen die innere durch den Schlauch E_1 mit R_3, und die äussere mit der Röhre R_4 in Verbindung steht. In der inneren Röhre steckt ferner ein enges Glasröhrchen, welches oben und unten geschlossen, einen Schwimmer bildet und die Skala trägt. Dieser Schwimmer ist so belastet, das der oben liegende Nullpunkt der Skala ge-

nau mit dem Wasserspiegel zusammenfällt. Beim Emporziehen der beiden Wassersäulen durch Ansaugen folgt der Schwimmer mit dem inneren höheren Wasserspiegel, während der äussere (tiefere) Wasserspiegel an der Skala die Differenz derselben anzeigt. Es erwächst also durch Anwendung dieses Manometers mit schwimmender Skala der Vorteil, dass hierbei nur der eine, der äussere Wasserspiegel beobachtet zu werden braucht (ÖZ. 1895 N:o 42, S. 503—DB. 1888, S. 609).

Nachdem aber die Beiträge der Stösse des Wassers gegen die einzelnen Löcher zur Bildung der Höhendifferenz der Wassersäulen h nach dem gleichen Gesetze wie bei der einfachen Pitot'schen Röhre, entsprechend den hydraulischen Drücken gegen die Löcher, den Quadraten der bezüglichen Geschwindigkeiten $v_1, v_2, v_3, \ldots v_n$ proportional sind, so ist hier:

$$h = k \frac{v_1^2 + v_2^2 + v_3^2 + \ldots + v_n^2}{n} \text{ und nicht}$$

$$h = k \frac{v_1 + v_2 + v_3 + \ldots + v_n}{n} = k \cdot v_m,$$

wie es sein sollte, um die wirkliche mittlere Geschwindigkeit der bezügl. Vertikalen zu erhalten. Man erhält also mit diesem Apparat zwar einen zwischen der kleinsten und grössten Geschwindigkeit der Vertikalen gelegenen Mittelwert, der aber von der mittleren Geschwindigkeit v_m stark abweichen kann (vergl. Schw. Bztg. 1904, S. 26).

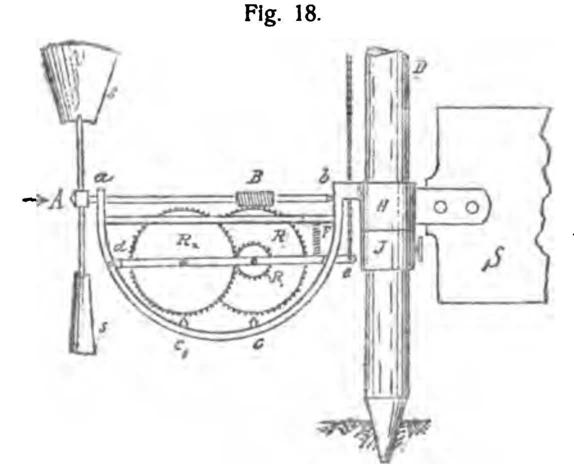
Auf gleichem Princip wie dieser Apparat beruht der Geschwindigkeitsmesser von Sante Pini (ÖZ. 1899 N:o 46, S. 633).

Die hydrometrischen Röhren haben den Nachteil gemeinsam, dass die pulsierende Bewegung des Wassers ein Schwanken der Oberfläche der Wassersäulen zur Folge hat, wodurch ein genaues Feststellen des Resultates erschwert ist.

Der hydrometrische Flügel.

Dieser Apparat, auch Woltman'scher*) Flügel genannt, ist der bequemste und vollkommenste Geschwindigkeitsmesser. Derselbe besteht im wesentlichen aus einem nach Art der Propeller oder Windräder wirkenden Schaufelrad, das mit der Drehachse in die Richtung der Strömung gestellt in desto schnellere Bewegung gesetzt wird, je grösser die Geschwindigkeit des Wassers ist.

Fig. 18.



Der hydrometrische Flügel.

Nebenstehende Textfig. 18 zeigt die Gesamtanordnung des Apparates in seiner ursprünglichen Form. Derselbe besteht aus dem mit zwei bis vier schiefen Schaufeln *s* versehenen Schaufelrad *A*, dessen Drehachse *ab* in einem Rahmen *acb* sitzt und mit einer Schraube ohne

*) So benannt nach dessen Erfinder, ehemal. Wasserbaudirektor Woltman (nicht Woltmann) in Hamburg (vergl. Bauernfeind Vermessungskunde, 4. Aufl.—Hdl.).

Ende (Schnecke) B' versehen ist, welche mit dem aus den Zahnrädern R, R_1 und R_2 bestehenden Zählapparat in Verbindung steht. Die Zahnräder sitzen auf einem um den Punkt d drehbaren Hebel de, an dessen Ende eine über Wasser reichende Schnur C befestigt ist, durch deren Anziehen der Zählapparat mit der Schnecke in Verbindung gebracht wird, während derselbe sonst durch die Feder F losgerückt, und gegen die Marken (Zeiger) c und c_1 angedrückt wird. Da die Räder R und R_2 mit Teilungen versehen sind, so kann hierdurch stets die Anzahl der in einer bestimmten Zeit stattgehabten Umdrehungen des Schaufelrades festgestellt werden. Haben nämlich die Räder R und R_2 z. B. je 100 Zähne mit entsprechenden Teilungen am Rande, und R_1 20 Zähne, so bewegt sich R bei jeder Umdrehung der Flügelachse um einen Zahn vorwärts, und es entsprechen einer ganzen Umdrehung von R_2 fünf Umdrehungen von R_1 bezw. von R, somit 500 Umdrehungen der Welle. Es wird somit der Zeiger c für jeden Zahn eine, und c_1 für jeden Zahn fünf Umdrehungen der Welle angeben.

Werden daher vor Beginn der Messung die Nullpunkte der auf R und R_2 angebrachten Teilungen auf die Zeiger c und c_1 eingestellt, oder sonst die Teilungsstellungen notiert, so ist bei n Umdrehungen in der Sekunde die Geschwindigkeit:

$$v = \beta n, \quad \ldots \ldots \quad 1)$$

worin β eine durch Versuche zu bestimmende Konstante ist. Diese Formel leidet jedoch an dem Mangel, dass sie für $n = o$, $v = o$ ergibt. Da es aber in Wirklichkeit Geschwindigkeiten gibt, wobei der Flügel nicht mehr in Bewegung gerät, so ist richtiger:

$$v = \alpha + \beta n \quad \ldots \ldots \quad 2)$$

zu setzen, worin α die s. g. Anlaufgeschwindigkeit, oder die kleinste Geschwindigkeit bedeutet, die zur Ingangsetzung des Flügels, bezw. zur Überwindung der Reibungswiderstände erforderlich ist. Diese einer Geraden entsprechende Flügelgleichung gibt aber hauptsächlich nur bei grösseren Geschwindigkeiten richtige Resultate, während für kleinere Geschwindigkeiten die folgende Parabel-Gleichung mehr geeignet ist*):

$$v = \alpha + \beta n + \gamma n^2 \quad \ldots \ldots \quad 3)$$

Ferner wird für geringe Geschwindigkeiten auch die folgende Hyperbelgleichung benutzt:

$$v = \beta n + \sqrt{\alpha^2 + \gamma n^2} \quad \ldots \ldots \quad 4)$$

*) So wird beispielsweise bei der Tarierung der Flügel an der hydrometrischen Prüfungsanstalt des k. k. hydrographischen Centralbureaus in Wien für Geschwindigheiten von $v = 0{,}5$ bis $5{,}0$ m die Formel 2), und für Geschwindigkeiten von $v = 0{,}1$ bis $0{,}5$ die Formel 3) benutzt (ÖM. 1896, S. 57).

Die Konstanten α, β und γ werden durch Tarierung, aus wiederholten Versuchen durch Bewegung des Flügels mit verschiedenen Geschwindigkeiten durch ruhiges Wasser, nach der Methode der kleinsten Quadrate bestimmt (Zdl. 1895, S. 917—1903, N:o 47).

Der Apparat gleitet mittels einer Hülse *H* längs einer hölzernen oder eisernen Stange *D* und ruht auf einer zweiten, mittels Klemmschraube befestigten Hülse *J*. Zur Erhaltung des Apparates in der Strömungsrichtung dient das Steuerruder *S*.

Taf. 2, Fig. 9—9a. Hydrometrischer Flügel mit elektrischer Leitung von Harlacher. Dieser Apparat — auch hydrometrischer Integrator genannt — zeichnet sich dadurch aus, dass die Bewegungen des Flügels auf elektrischem Wege zu einem über Wasser befindlichen Tourenzähler nebst Chronograph übertragen, und dadurch selbsttätig aufgezeichnet werden. Mit dem Apparat ist ferner eine Vorrichtung zum gleichmässigen Senken und Heben des Flügels verbunden, so dass durch eine einzige solche Hebung oder Senkung zwischen der Wasserfläche und der Sohle, die mittlere Geschwindigkeit einer Vertikalen bestimmt werden kann (durch sog. mechanisches Integrieren). Zu dem Behufe wird der Apparat von einer, unten mit einer Spitze versehenen eisernen Röhre *A* von 32 mm Durchmesser und gewöhnlich 4 m Länge getragen, welche auf der dem Flügel entgegengesetzten Seite, somit stromabwärts, der ganzen Länge nach mit einem 5 mm breiten Schlitz versehen ist, längs welchen sich eine Hülse *H* mit dem von derselben ausgehenden Flügel und dem Steuerruder *R* in der Art bewegen lässt, dass der Apparat durch einen Steg mit einer im Inneren der Röhre befindlichen Kapsel in Verbindung steht, welche an einem über Wasser geführten Kabelseil *K* aufgehängt ist. Letzteres läuft über eine am oberen Ende der Röhre angebrachte Rolle *C* zu einer Windetrommel *T*.

Die Hülse *H* ist behufs leichterer Bewegung oben und unten mit je drei Laufrollen *r*, sowie mit einem scheibenförmigen Fuss *f* versehen, der so tief unter den Schaufeln angebracht ist, dass dieselben nicht an der Sohle aufstossen können. Das Kabelseil dient zugleich als der eine Leitungsdraht für den elektrischen Strom, und steht zu dem Behufe dessen unteres Ende mittels des isolierten Drahtes *s* in der Weise mit der Flügelwelle in Verbindung, dass auf dieser eine excentrische eiserne Scheibe sitzt, welche bei jeder Umdrehung an eine mittels der isolierten Scheiben *m* befestigte Feder stösst, deren Federkraft durch Anziehen oder Lösen der Schraube *n* reguliert werden kann. Die Rückleitung des Stromes findet durch das eiserne Rohr und den die Trommel *T* haltenden Bügel statt. Der hierbei durch das Wasser stattfindende Kontakt hat sich ohne wesentlichen Einfluss auf die Leitung des Stromes erwiesen. Das obere Kabelende und die Trommel stehen wieder durch besondere Leitungsdrähte mit der Batterie *F*, dem Tourenzähler *E* und dem Chronographen *D* in Verbindung. Der Tourenzähler ist so eingerichtet, dass durch einen Zeiger jeder Kontakt, bezw. jede Umdrehung und durch einen anderen Zeiger je 100 Umdrehungen des Flügels angezeigt werden. Die jeweilige Tiefe der Flügelachse lässt sich an der Teilscheibe *G* der Windetrommel (Fig. 14a) unmittelbar ablesen.

Da das Instrument im Schlitze der Röhre *A* auf- und nieder geführt wird, so ist ein Drehen desselben, bezw. ein Selbsteinstellen hier ausgeschlossen, und dient das Steuer nur dazu, um einer Verdrehung des Instruments entgegenzuwirken, sowie als Gegengewicht. Es ist daher bei jeder neuen Stellung ein besonderes Einstellen des Instruments erforderlich, so dass die Flügelwelle in die Richtung der Wasserfäden fällt. Dies wird mit Hilfe eines auf der Stange angebrachten Diopter-Visirs *V* erreicht, dessen Richtung in die Ebene des Querprofils gebracht wird. Der Schlitz mach tauch eine Verlängerung der Stange unmöglich, und müssen

daher bei dieser Anordnung für verschiedene Tiefen Stangen verschiedener Länge vorrätig gehalten werden.

Beim mechanischen Integrieren wird das Instrument gleichmässig von der Wasserfläche zur Sohle gesenkt. Ist hierbei die Tourenzahl u und die Beobachtungszeit t, somit $\frac{u}{t}$ die mittlere sekundliche Tourenzahl und β der Flügelkoeffizient, so ist die mittlere Geschwindigkeit der bezüglichen Vertikalen für die Höhe von der Wasserfläche bis zur tiefsten vom Flügel erreichbaren Lage $v'_m = \beta \frac{u}{t}$.

Für die ganze bis zur Flussohle reichende Tiefe ist daher die wirkliche mittlere Geschwindigkeit:

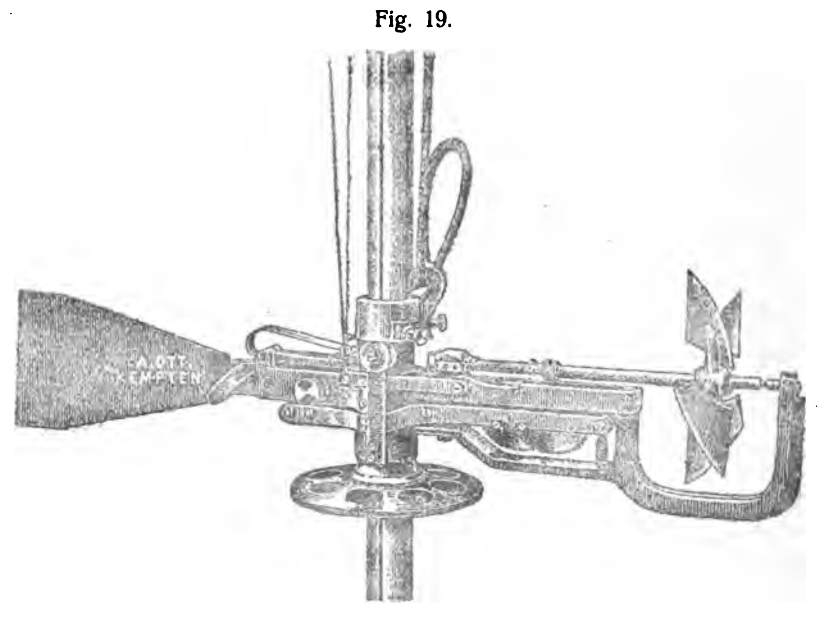
$$v_m = cv'_m$$

worin c ein empirisch zu bestimmender Koeffizient ist. Für grössere Tiefen kann jedoch $c = 1$ angenommen werden.*)

Neuere verbesserte Flügelkonstruktionen.

In neuerer Zeit ist der hydrometrische Flügel in verschiedener Weise vervollkommnet worden, namentlich durch Anwendung von Aluminium für Schau-

Fig. 19.



Neuerer Flügel von Alb. Ott.

feln und Welle, sowie durch Lagerung der letzteren zwischen Achatkörnern oder in Kugellagern, wodurch die Bewegungshindernisse auf ein Minimum reduziert sind.

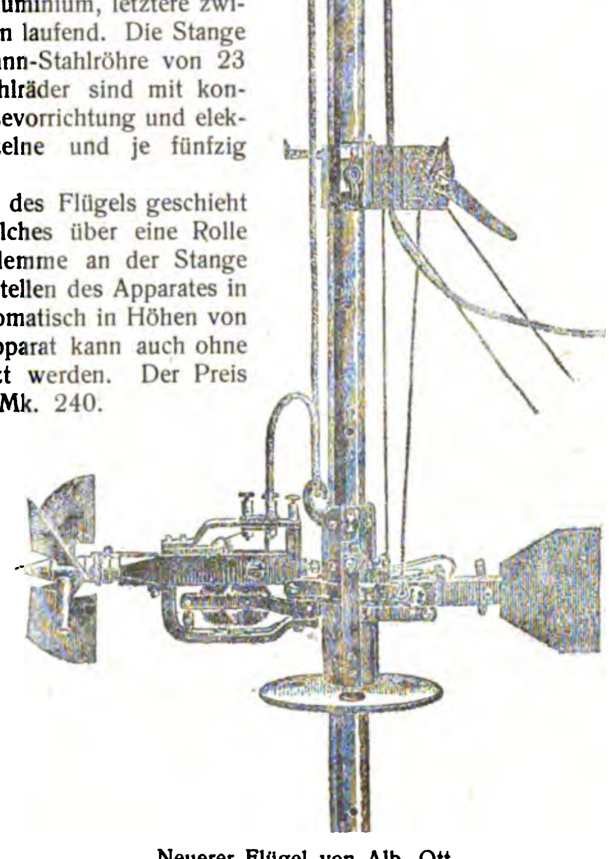
*) Vergl. Harlacher, Die Messungen in der Elbe und Donau, und die hydrometrischen Apparate und Methoden des Verfassers, Leipzig 1881. — v. Wagner, Hydrologische Untersuchungen in der Weser, Elbe etc., Braunschweig 1881).

Derartige Flügel liefert z. B. die Firma Albert Ott in Kempten (Bayern), bei denen überdies an Stelle von geschlitzten Eisenröhren, glatte Mannesmann-Stahlröhren, mit einer angeschraubten Leiste zur Führung des Instruments benutzt werden. Hierdurch erwächst der Vorteil, dass die Stange aus mehreren Stücken zusammengesetzt werden kann, und zwar liefert die Firma Stangen von 19 bis 32 mm Durchmesser und von 4 bis 8 m Länge, welche in 2 bis 4 Teile zu zerlegen sind.

Textfig. 19 zeigt einen solchen, namentlich für geringe Geschwindigkeiten geeigneten Apparat mit Schaufeln und Welle aus Aluminium, letztere zwischen Spitzen in Achatkörnern laufend. Die Stange besteht aus einer Mannesmann-Stahlröhre von 23 mm Durchmesser. Die Zählräder sind mit kontinuierlicher Ein- und Auslösevorrichtung und elektrischem Kontakt für einzelne und je fünfzig Umdrehungen versehen.

Die Vertikalbewegung des Flügels geschieht mittels eines Hanfseils, welches über eine Rolle geführt ist und mittels Klemme an der Stange festgehalten wird. Das Einstellen des Apparates in der Vertikalen geschieht automatisch in Höhen von je 10 oder 20 cm. Der Apparat kann auch ohne elektrischen Kontakt benutzt werden. Der Preis beträgt einschliessl. Stange Mk. 240.

Fig. 20.



Neuerer Flügel von Alb. Ott.

Textfig. 20 ist ein sog. Universalflügel derselben Firma, wobei die Welle vorne in einem Kugellager und hinten mit einer Spitze auf Achatstein läuft. Die Stange hat 25 mm Durchmesser und ist sonst von gleicher Anordnung wie im vorigen Falle. Ebenso sind Zählwerk, Zugvorrichtung, elektrischer Kontakt und Einstellvorrichtung dieselben wie früher. Letztere besteht darin, dass die Stange der ganzen Länge nach in gegenseitigen Abständen von 10 cm mit Löchern versehen ist, in welche ein Stift eingreift, der am Instrumente durch eine federnde Platte befestigt ist, und sich mittels eines Querhebels durch eine über Wasser geführte Schnur auslösen lässt. Dieser Apparat ist für alle Geschwindigkeiten von 0,05 bis 3,0 m anwendbar, und kostet einschliesslich einer 5,4 m langen, in drei Teile zerlegbaren Stange Mk. 340.

Bei sehr grossen Tiefen, wo die Stange nicht mehr anzuwenden ist, wird der Flügel an einem dicken Stahldrahtkabel geführt, an dessen Ende ein schweres, mittels Krahn und Winde hinabgelassenes Gewicht befestigt wird.

Taf. 2, Fig. 10. Neuerer Flügel der Firma Rudolf & August Rost in Wien*). Bei diesem mit elektrischer Zeichengebung (Glockensignal bei je 25

*) Prämiert auf der Weltausstellung in Paris 1900 mit der goldenen Medaille.

Umdrehungen des Schaufelrades) versehenen Apparat befindet sich das Schaufelrad in grösserer Entfernung von der Führungsstange, um den Einfluss des durch dieselbe bedingten Rückstaues auf die Bewegung des Schaufelrades zu mindern. Das Zählwerk ist in einem Gehäuse eingeschlossen, und dadurch vor Beschädigungen geschützt. Die Führungsstange besteht aus einem Eisenrohr von 27 mm äusserem Durchmesser und ist mit eingefräster Centimeterteilung und Fussplatte versehen.

Der Apparat kostet komplet mit Batteri und Glocke, 4 m Kabel, Führungsstange mit Führungshülse und Index 170 Kronen.

Das Patent-Log.

Dieses Instrument, auch Harpunen-Log genannt, wird zwar gewöhnlich zu seemännischen Zwecken, nämlich zur Messung der Geschwindigkeit der Schiffe benutzt, lässt sich aber auch zur Messung der Geschwindigkeit des Wassers benutzen.

Taf. 2, Fig. 10. Das Patent-Log. Dasselbe besteht aus einem festen Theil *AB* welcher durch die zwei ebenen Flügel *EE* am Drehen verhindert wird, und im Inneren das Zählwerk *Z* des zweiten, drehbbren Theils *BC* enthält, welcher mit schraubenförmigen Schaufeln *D* versehen ist und in gleicher Weise wie der hydrometrische Flügel durch den hydraulischen Druck des Wassers in Bewegung gesetzt wird. Das Zählwerk besteht auch hier aus einer Schraube ohne Ende in der Achse des Apparates, durch welche ein System von Zahnrädern in Bewegung gesetzt wird, deren Umdrehungszahl an den Zifferblättern aussen abzulesen ist. Zur Messung der Geschwindigkeit wird der Apparat an einer Leine hängend frei im Wasser schwimmen gelassen.

Gegenüber dem hydrometrischen Flügel hat daher dieser Apparat den Vorteil grösserer Einfachheit und Dauerhaftigkeit, allein derselbe eignet sich in dieser Form nur zur Bestimmung der Oberflächengeschwindigkeit, während er für Geschwindigkeiten in beliebiger Tiefe längs einer Stange verschiebbar angeordnet werden müsste.

Eine andere, bequemere Art dieses Apparates besteht darin, dass unter Fortlassung der Flügel *EE* und des Zählwerkes im Apparate selbst, die beiden Teile *AB* und *BC* zu einem Ganzen vereinigt sind, und die Umdrehungen durch die Leine zu einem am anderen Ende der letzteren (an Bord des Schiffes etc.) aufgestellten besonderen Zählwerk übertragen werden. Hierdurch kann also die jeweilige Geschwindigkeit beobachtet werden, ohne den Apparat hereinziehen zu müssen.

e. Ermittlung der Abflussmengen durch unmittelbare Messung derselben.

Handelt es sich um die Bestimmung kleiner Abflussmengen, bis zu etwa 1 cbm in der Sekunde, so kann hierbei eventuell eine unmittelbare Messung sog. Aichung mittels kalibrierter Aichgefässe, oder der sog. Wasser- oder Brunnenzoll zur Anwendung kommen.

Die Aichung besteht darin, dass das Wasser in einem Gefäss von bestimmtem Inhalt m aufgefangen wird. Ist hierbei t die zur Füllung erforderliche Zeit in Sekunden, so ist die sekundliche Abflussmenge:

$$Q = \frac{m}{t}$$

Beim Wasserzoll dagegen wird das Wasser in einem Gefäss aufgefangen, welches unmittelbar über dem Boden mit einer Anzahl kreisrunder verschliessbarer Öffnungen von bestimmtem Durchmesser versehen ist, von denen soviele geöffnet werden als zur Erreichung des Beharrungszustandes bei einer bestimmten Höhe des Wasserspiegels im Gefässe erforderlich ist.

Nachdem nun durch Beobachtung festgestellt worden ist, dass beispielsweise durch eine solche Öffnung von 20 mm Durchmesser bei einer Wasserspiegelhöhe von 40 mm über der Mitte der Öffnung in 24 Stunden 20 cbm ausfliessen (neuer französicher Wasserzoll), so ist die sekundliche Wassermenge für n solche Öffnungen:

$$Q = \frac{n \,.\, 20}{24 \,.\, 60 \,.\, 60} \text{ cbm.}$$

II. Stauwerke.

. Die Stauwerke sind wandartige oder dammartige Bauwerke, welche in fliessenden Gewässern in der Querrichtung angelegt werden, um durch Einschränkung des Durchflussprofils eine Anstauung des Wassers, bezw. eine Erhöhung des oberen Wasserspiegels hervorzubringen. Der damit verbundene Zweck kann verschieden sein, und zwar entweder die Verwendung des gestauten Wassers zur Wasserversorgung von Städten, zum Betrieb industrieller Anlagen, für die Landwirtschaft, Schiffahrt und Flösserei, durch seitliches Ableiten des Wassers in besonderen Gerinnen (bezw. Wasserleitungs-, Werk-, Bewässerungs-, Schiffahrts-, und Flosskanäle, sowie Speisekanäle für Schiffahrtskanäle), oder eine Vergrösserung der Fahrtiefen und Minderung der Geschwindigkeit des Wassers behufs Schiffbarkeit der Flüsse (Kanalisierung), oder eine Minderung der Geschwindigkeit zur Vermeidung der Zerstörung von Ufern und Sohle, und zur Minderung und Regelung der Geschiebeabfuhr (Verbauung der Wildbäche), oder eine Regelung des Abflusses der Hochwässer (Retentions-Talsperren).

Man kann die Stauwerke in zwei Hauptgruppen einteilen, nämlich in Wehre und Staudämme, von denen die ersteren vom Wasser überströmt werden, während bei den letzteren dies nicht der Fall ist.

A. Wehre.

1. Einteilung der Wehre.

Die Wehre werden je nach der Höhe, Grundrissform und Wirkungsweise in verschiedene Arten eingeteilt, und zwar unterscheidet man zunächst Überfallwehre und Grundwehre, je nachdem die Krone oder der Wehrrücken über oder unter dem unteren Wasserspiegel (Unterwasser) liegt. Wenn bei stark wechselnder Höhenlage des Unterwassers der Wehrrücken zwischen dem niedrigsten und dem höchsten Wasserstand liegt, so wirkt ein solches Wehr bald als Überfall-, bald als Grundwehr. Grundwehre deren Krone unter dem niedrigsten Unterwasser liegt werden auch Grundschwellen oder Stauschwellen genannt. Dieselben werden bei der Regulierung der Flüsse zur Regelung der Sohle benutzt.

Die Grundrissform der Wehre ist von den örtlichen Verhältnissen, namentlich von der Beschaffenheit der Ufer, von der Stärke der Strömung, den Hochwassermengen, sowie auch von dem Material woraus das Wehr besteht, abhängig. Man unterscheidet inbezug auf die Grundrissform die folgenden Anordnungen:

Taf. 3, Fig. 1. Grundrissformen der Wehre. Man nennt Wehre von der Grundrissform *a* gerade, *b* schiefe oder schräge, *c* und *d* gebrochene, und *e* gekrümmte Wehre. Die geraden Wehre haben den Vorteil der kleinsten Länge bezw. kleinster Anlagekosten, weshalb dieselben in geradlinigen Flusstrecken und bei weniger starken Hochwässern und Eisgang meistens den Vorzug vor den schiefen verdienen. Dagegen können letztere in Krümmungen zur Ableitung des Wassers von dem sonst durch den Übersturz bedrohten konkaven Ufer, sowie zur Erleichterung der Abführung des Hochwassers infolge ihrer grösseren Länge angezeigt sein. Bei der schrägen Richtung haben die Wehre auch durch die Angriffe des Eises weniger zu leiden, während aber dabei in geraden Strecken das eine Ufer durch das überstürzende Wasser angegriffen wird.

Bei den gebrochenen und gekrümmten Wehren, entsprechend den Anordnungen *c*, *d* und *e*, wird das überstürzende Wasser nach der Mitte des Gerinnes zu konzentriert, wodurch die Ufer weniger gefährdet werden und das Bett in einer günstigen Form erhalten bleibt, nebstdem die Konstruktion in ihrer Wirkungsweise als Sprengwerk dem Drucke des Oberwassers einen grösseren Widerstand entgegenstellt, als dies bei den geraden und schiefen Wehren der Fall ist. Doch werden die Anordnungen der gebrochenen Wehre *c* und *d* meistens nur bei kleinen hölzernen Wehren, namentlich als sog. Sperren zur Verbauung der Wildbäche (vergl. „Wasserbau IV. Teil, Taf. 5) benutzt, während die gekrümmte Anordnung *e* bei gemauerten Wehren aller Art zur Anwendung kommt.

Die Anordnung des in ⅂L-Form gebrochenen Wehres *f* wird stellenweise bei Flüssen mit stark und plötzlich wechselnden Wasserständen angewendet, wobei die winkelrecht zur Stromrichtung gelegenen Arme *mn* und *op* als bewegliche Wehre eingerichtet sind, während der mittlere, parallel zur Stromrichtung laufende Teil *no* ein Überfallwehr bildet. Es findet dann bei plötzlich eintretendem Hochwasser dieses immer einen Abfluss über diesen mittleren Teil, so dass bei versäumtem Öffnen der beweglichen Wehrteile Überschwemmungen vermieden werden.

Wehre die sich entsprechend den Anordnungen *g* und *h* nur über einen Teil des Flussbettes erstrecken, werden unvollkommene Wehre genannt. Dieselben sind entweder dadurch bedingt, dass der Erbauer des Wehres nur das eine Ufer besitzt und der Erwerb des Rechtes für den Anschluss an das andere Ufer mit zu grossen Kosten verbunden wäre, oder kann die frei gelassene Öffnung zur Vermeidung von Überschwemmungen bei heftigem Hochwasser, oder für die Schifffahrt und Flösserei, sowie für den Durchgang von Fischen erforderlich sein*). In diesen Fällen kann jedoch die Öffnung behufs zeitweiliger Schliessung mit einem beweglichen Wehr versehen sein (sog. Freischleuse oder Freiarche). Für den Durchgang der Fische bestehen auch besondere Anlagen, sog. Fischwege.

Bezüglich der Wirkungsweise unterscheidet man schliesslich noch feste Wehre und bewegliche Wehre, von denen erstere nur aus festen Teilen bestehen, so dass sich ihre Stauwirkung nicht willkürlich ändern lässt, während dies bei den letzteren durch Anwendung beweglicher Teile innerhalb bestimmter Gren-

---

*) Nach dem finnischen Wasserrecht soll zu den genannten Zwecken in der Regel $\frac{1}{8}$ der Flussbreite freigelassen werden.

zen möglich ist. Es gibt auch Kombinationen von neben- oder über einander gelegenen, festen und beweglichen Wehren. Bei der letzteren Art erhebt sich der bei beweglichen Wehren sonst stets erforderliche feste Unterbau entsprechend hoch über die Sohle des Flusses, und bildet dann die Anlage, je nachdem der feste oder der bewegliche Teil vorherrschend ist, entweder ein festes Wehr mit beweglichem Aufsatz, oder ein bewegliches Wehr mit festem Wehrrücken.

2. Theorie des Staues.

Nachdem mittels der Wehre der Wasserspiegel bis zu einer bestimmten Höhe gehoben werden soll, und hierzu bei gegebener Wassermenge und gegebenem Gefälle eine bestimmte Wehrhöhe erforderlich ist, so ist zur Projektierung von Wehranlagen zunächst die Kenntnis der Beziehungen zwischen der Stauhöhe und der Wehrhöhe erforderlich. Von der Wehrstelle aus erstreckt sich die Wirkung des Staues im Oberwasser als Rückstau bis zu einer entsprechenden Entfernung, der sog. Stauweite, auf welcher Strecke sich der Wasserspiegel um ein allmählich abnehmendes Mass über die ursprüngliche Wasserfläche erhebt und so die sog. Staukurve bildet. Die Feststellung dieser Kurve ist insofern von Wichtigkeit, als dadurch ermittelt werden kann, inwieweit durch den Stau die Interessen der oberen Anwohner, durch etwaige Überschwemmung von Wohnstätten und Ländereien, durch Minderung des Gefälles (der Vorflut) bei Entwässerungsanlagen oder durch Fallhöhenverluste bei Werkkanälen industrieller Anlagen, berührt sein können. Es kann dann mit Rücksicht hierauf erforderlich sein, dass die Anlage zur Regelung der Wasserstände teilweise oder ganz als bewegliches Wehr zur Ausführung kommt, wobei die grösste zulässige Stauhöhe (das sog. Stauziel) durch eine im Oberwasser angebrachte Marke, meistens in Form eines eingerammten Pfahles (Merkpfahl, Aichpfahl) festgelegt wird, welcher in der Regel mit einer Haube versehen wird, deren Oberkante mit der grössten zulässigen Stauhöhe übereinstimmt.

a. Beziehungen zwischen der Stauhöhe und der Wehrhöhe.

Man kann diese Beziehungen von den Gesetzen des Ausflusses aus einer Wandöffnung (Schützenöffnung) *mn* (Textfig. 23) herleiten, deren obere Kante sich über der Unterwasserfläche *CD* befindet, während die untere Kante unter derselben liegt.

Ist h der Höhenunterschied der Ober- und Unterwasserfläche AB und CD, h_1 die Tiefe der oberen Kante der Öffnung unter der Oberwasserfläche, a die Tiefe der unteren Kante unter der Unterwasserfläche, b die Breite der Öffnung, Q_1 die sekundl. Ausflussmenge des oberen und Q_2 jene des unteren Teiles der

Öffnung, so ist die Ausflussmenge eines in der Tiefe z unter der Oberfläche AB gelegenen Elementes der Öffnung von der Höhe dz, für den oberen Teil:

$$dQ_1 = \mu_1 b\, dz \sqrt{2g\left(z + \frac{v^2}{2g}\right)},$$

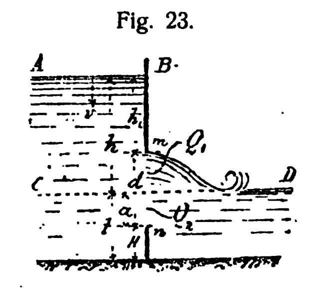


Fig. 23.

Schützenöffnung.

wenn v die Geschwindigkeit der Senkung des Wasserspiegels AB, bezw. die mittlere Zuflussgeschwindigkeit zur Öffnung, daher

$$\frac{v^2}{2g} = k$$

die sog. Geschwindigkeitshöhe oder Druckhöhe (um welche somit zur Erreichung derselben Wirkung bei konstantem Wasserspiegel die Höhe z zu vergrössern wäre) und der Wurzelausdruck die Ausflussgeschwindigkeit bezeichnet, welche gleich ist der Geschwindigkeit des freien Falles von der Höhe

$$z + \frac{v^2}{2g},$$

sowie μ_1 der sog. Ausflusskoeffizient ist, durch welchen der Reibungswiderstand und die Zusammenziehung oder Einschnürung (Kontraktion) des ausströmenden Wasserstrahles berücksichtigt wird. Demnach ist:

$$Q_1 = \frac{2}{3}\mu_1 b\sqrt{2g}\left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - (h_1+k)^{\frac{3}{2}}\right] \dots\dots\dots\dots 1)$$

Beim unteren Teil der Öffnung ist für sämtliche Elemente die Druckhöhe konstant gleich $h + k$, daher:

$$Q_2 = \mu_2 b a \sqrt{2g(h+k)} \dots\dots\dots\dots 2)$$

Es ist somit die gesamte Ausflussmenge aus einer solchen Schützenöffnung:

$$Q = Q_1 + Q_2 = b\sqrt{2g}\left\{\left[\frac{2}{3}\mu_1(h+k) + \mu_2 a\right]\sqrt{h+k} - \frac{2}{3}\mu_1(h_1+k)\sqrt{h_1+k}\right\} \dots 3)$$

worin $\mu_1 = 0{,}65$ bis $0{,}7$ und $\mu_2 = 0{,}62$ bis $0{,}7$ zu setzen ist.*)

Überfallwehr.

Bezeichnet hier v die Geschwindigkeit des vor dem Wehre ankommenden Wassers und h die Höhe des gestauten Wasserspiegels über der Wehrkrone (Textfig. 24), so ist nach Gleichg. 1), da $h_1 = 0$, die überstürzende Wassermenge:

$$Q = \frac{2}{3}\mu_1 b\sqrt{2g}\left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right], \text{ woraus}$$

$$h = \left[\frac{3Q}{2\mu_1 b\sqrt{2g}} + k^{\frac{3}{2}}\right]^{\frac{2}{3}} - k.$$

*) Vergl. Rühlmann, Hydraulik. — Mrt. S. 785.

Bezeichnet daher z die aufgestaute Wassertiefe und H die Höhe des Wehres, so ist:

$$H = z - h.$$

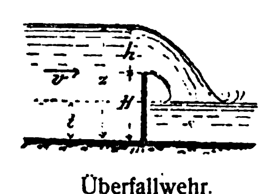
Hierin ist nach Eytelwein bei Wehren ohne Flügelwände und mit scharfkantiger Krone:

$$\mu_1 = 0{,}632$$

und bei vorhandenen Flügelwänden und guter Abrundung der Wehrkrone:

$$\mu_1 = 0{,}855.$$

Fig. 24.



Überfallwehr.

Frese setzt für scharfkantige, die ganze Wasserbreite einnehmende Überfälle, so dass keine seitliche Einschnürung vorhanden, der Raum unter dem Strahl gut gelüftet, so dass letzterer sich von der Überfallkante abheben kann, lotrechte Wandung, solange $b > h$ (letzteres mehrere Meter vor dem Überfall gemessen) und $h > 0{,}1$ m, annähernd:

$$\mu_1 = \left(0{,}6150 + \frac{0{,}0021}{h}\right)\left[1 + 0{,}55\left(\frac{h}{z}\right)^2\right],$$

in Mittel $\mu_1 = 0{,}63$

Bei geneigtem Wehr mit Winkel φ zwischen Wandung und Boden multipliziere man nach Bazin obigen Wert von μ_1:

wenn $\varphi =$	45°	71°	90°	135°	153°	> 153°
mit	0,93	0,96	1,0	1,1	1,11	wieder abnehmend.

Ohne Lüftung unter dem Überfallstrahle ist nach Bazin, wenn

$h < 0{,}23$ m, μ_1 bis $1{,}08\ \mu_1$
$h \backsim 0{,}23$, μ_1 bis $1{,}29\ \mu_1$ } des Falles mit Lüftung.
$h > 0{,}29$; μ_1 etwa $1{,}15$ bis $1{,}19\ \mu$

Bei breiter Krone von der Stärke d in Meter multipliziere man den Wert μ_1 für scharfe Wehrkrone, wenn

$h < 1{,}5\, d$ und der Strahl die Wehrkrone benetzt

für $\frac{h}{d} =$	0,25	0,5	0,75	1,00	1,25	1,50
mit	0,75	0,78	0,82	0,86	0,90	0,93

Ist $h \backsim 1{,}5$ bis $2{,}0\ d$, so ist die Benetzung der Krone nicht sicher zu erhalten.

Ist $h > 2\,d$ so springt der Strahl frei über die Wehrkrone und μ_1 ist wie bei scharfer Überfallkante zu setzen (Htte.).

Bei scharfkantigen Überfällen von der Breite b, über einen Wasserlauf von der Breite B, somit bei seitlicher Einschnürung, lotrechter Wandung, ist nach Frese annähernd:

$$\mu_1 = \left(0{,}5755 + \frac{0{,}017}{h + 0{,}18} - \frac{0{,}075}{b + 1{,}20}\right)\left\{1 + \left[0{,}025 + 0{,}25\left(\frac{b}{B}\right)^2 + \frac{0{,}0375}{\left(\frac{h}{z}\right)^2 + 0{,}02}\right]\left(\frac{h}{z}\right)^2\right\}.$$

Zur Bestimmung von k ist $v = \frac{Q}{F}$ zu setzen, wenn F die Fläche des aufgestauten Querprofils neben dem Wehre bedeutet.

Bei schiefen Wehren ist $v \cos \alpha$ statt v zu setzen, wenn α den Neigungswinkel des Wehres gegen die Normale zur Stromrichtung bezeichnet. Bei Vernachlässigung von k wird

$$Q = \frac{2}{3} \mu_1 \, b h \sqrt{2gh},$$

welche Formel oft zu der auf Seite 61 genannten Bestimmung der Abflussmenge durch Aufstauung benutzt wird, wobei für die meisten Fälle

$$\mu_1 = 0{,}55 \text{ bis } 0{,}65$$

angenommen werden kann.

Grundwehr.

Hier ist, wenn entsprechend nebenstehender Fig. 25 die ursprüngliche Tiefe mit t und die Niveaudifferenz (Stauhöhe) mit h bezeichnet wird, nach Formel 3) für $h_1 = 0$:

Fig. 25.

Grundwehr.

$$Q = b\sqrt{2g} \left\{ \left[\frac{2}{3} \mu_1 (h + k) + \mu_2 \, a \right] \sqrt{h + k} - \frac{2}{3} \mu_1 k \sqrt{k} \right\}$$

$$a = \frac{Q + \frac{2}{3} \mu_1 \, b k \sqrt{2gk}}{\mu_2 \, b \sqrt{2g(h + k)}} - \frac{2}{3} \frac{\mu_1}{\mu_2} (h + k)$$

$$H = t - a$$

Hierin kann bei Durchflussprofilen, die in ganzer Flussbreite über der Wehrkrone frei sind, letztere nach Art der Überfallwehre gut abgerundet:

$$\mu_1 = 0{,}80 \text{ bis } 0{,}85, \text{ im Mittel etwa} = 0{,}83$$

$$\mu_2 \text{ etwa} = 0{,}67,$$

bei Durchflussprofilen über der Wehrkrone wie vor, letztere breit und eckig:

$$\mu_1 = 0{,}83$$

$$\mu_2 = 0{,}62$$

und bei Grundwehren, die als Unterbau beweglicher Wehre dienen und mit Griesständern und Setzpfosten versehen sind:

$$\mu_1 = \mu_2 = 0{,}60 \text{ bis } 0{,}65$$

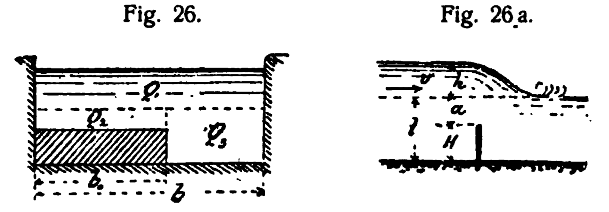
angenommen werden (Hdl.).

Unvollkommene Wehre.

Hier kann, wenn das Wehr als Grundwehr wirkt, die abfliessende Wassermenge entsprechend Textfig. 26—26a in die drei Teile Q_1, Q_2 und Q_3 zerlegt werden, und ist dann, wenn b_0 die Länge und H die Höhe des Wehres, und b

die ganze Breite zwischen den Wangen bezeichnet, nach Formeln 1) und 2), für $h_1 = 0$:

Fig. 26. Fig. 26 a.



Unvollkommenes Wehr.

$$Q_1 = \frac{2}{3}\mu_1 b\sqrt{2g}\left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right],$$

$$Q_2 = \mu_2 b_0 (t-H)\sqrt{2g(h+k)},$$

$$Q_3 = \mu_2 (b-b_0) t\sqrt{2g(h+k)},$$

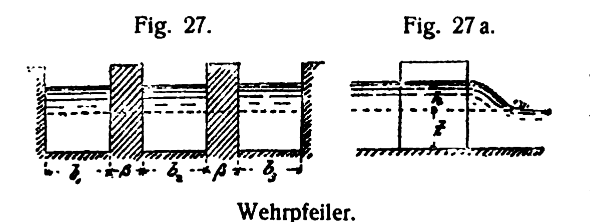
$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 \text{ und}$$

$$H = \frac{b\left\{2\mu_1\left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right] + 3\mu_2 t\sqrt{h+k}\right\}}{3\mu_2 b_0\sqrt{h+k}} - \frac{Q}{\mu_2 b_0\sqrt{2g(h+k)}}.$$

Wehrpfeiler.

Die bei beweglichen Wehren mitunter vorkommenden Pfeiler verursachen einen Aufstau h (Fig. 27—27 a), der desto grösser wird, je grösser die Anzahl und Dicke β der Pfeiler ist. Es muss daher hier zur Vermeidung von Überschwemmungen bei Hochwasser die freie Öffnung $b' = b_1 + b_2 + b_3$ so gross sein, dass der höchste aufgestaute Wasserstand die zulässige Grenze nicht überschreitet.

Fig. 27. Fig. 27 a.



Wehrpfeiler.

Wird hier wieder die über und unter dem ursprünglichen Wasserspiegel durchfliessende Wassermenge mit bezw. Q_1, und Q_2 bezeichnet, so ist:

$$Q_1 = \frac{2}{3}\mu_1 b'\sqrt{2g}\left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right],$$

$$Q_2 = \mu_2 b' t\sqrt{2g(h+k)}, \text{ daher}$$

$$Q = Q_1 + Q_2 = b'\sqrt{2g}\left\{\frac{2}{3}\mu_1\left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right] + \mu_2 t\sqrt{h+k}\right\}.$$

Es beträgt daher bei einer grössten zulässigen Stauhöhe h die erforderliche lichte Weite:

$$b' = \frac{Q}{\sqrt{2g}\left\{\frac{2}{3}\mu_1\left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right] + \mu_2 t\sqrt{h+k}\right\}}.$$

Ist b die Gesamtbreite, und n die Anzahl der Pfeiler, so ist die grösste zulässige Pfeilerdicke:

$$\beta = \frac{b - b'}{n}.$$

Für die Koeffizienten μ_1 und μ_2 gelten hier die gleichen Werte wie beim Grundwehr. Das gleiche gilt auch von Brückenpfeilern.

Bei der Anwendung der obigen Stauformeln besteht eine besondere Schwierigkeit in der Wahl der richtigen Werte für die Ausflusskoeffizienten μ_1 und μ_2. Denn abgesehen von den Mängeln der Formeln, in denen verschiedene auf den Stau einwirkende Faktoren (die Form des Wehrkörpers und der seitlichen Begrenzungen u. s. w.) nicht zum Ausdruck gekommen sind, und daher durch die Ausflusskoeffizienten berücksichtigt werden müssen, so sind die für die letzteren hier angegebenen Werte teils Versuchswerte von Überfällen, mit deren Anordnung die wirklichen Wehre selten übereinstimmen, teils beruhen dieselben im wesentlichen nur auf Schätzung und haben daher keine genügende Zuverlässigkeit.

Man hat daher in neuerer Zeit auch andere Formeln aufgestellt, in welchen die den Stau beeinflussenden Faktoren in ausgedehnterem Masse Berücksichtigung finden, wie dies bei den Formeln von Wex[1]) der Fall ist. Nachdem aber deren Vorzüge gegenüber den hier angegebenen Formeln in der Praxis noch nicht genügend erwiesen sind, so soll von deren Wiedergabe hier abgesehen werden. Von wesentlicher Bedeutung für die Erforschung der Abflusskoeffizienten waren ausser den Untersuchungen von Frese[2]) namentlich die ausgedehnten Versuche von Bazin[3]), wenn auch dieselben den Bedürfnissen der Praxis nur teilweise genügen.

b. Die Staukurve.

Nachdem der Aufstau an jeder Stelle eine Vergrösserung des Querprofils, und somit eine Verminderung der Geschwindigkeit zur Folge hat, welche wieder auf das nächste oberhalb befindliche Querprofil verzögernd und stauend zurückwirkt, so muss die Staukurve in Wirklichkeit eine Kurve sein, die sich der ursprünglichen Wasserfläche asymptotisch nähert, ohne sie je zu erreichen. Hierbei wird aber auf jeden Fall in einer gewissen Entfernung vom Wehre die Stauhöhe so klein, dass sie kleiner ist als die Schwankungen des Wasserspiegels durch die Strömung, daher der Aufstau von dieser Stelle an praktisch vernach-

[1]) Gust. Ritter von Wex, Hydrodynamik, Leipzig 1888.

[2]) Zdl. 1890.

[3]) AdP. 1888–1896 — ÖM. 1897, S. 433 — Zeitschr. f. Gewässerkunde 1900.

lässigt, und ihre Entfernung vom Wehre als die Stauweite betrachtet werden kann. Nach Rühlmann kann diese Stelle dort angenommen werden, wo die Stauhöhe nur noch etwa 0,005 bis 0,01 der ursprünglichen Wassertiefe beträgt.

Eine genauere Bestimmung der Staukurve, bezw. der Stauhöhe an beliebiger Stelle, ist nur aufgrund der Theorie der ungleichförmigen Bewegung des Wassers, wie selbe früher entwickelt worden ist, möglich. Demnach ist, wenn F_1 und F_2 zwei aufgestaute Querprofile in der gegenseitigen Entfernung l_1, der Höhenunterschied des Wasserspiegels dieser zwei Stellen, ensprechend Gleichg. 2) auf Seite 61:

$$h_1 = Q^2 \frac{F_1 + F_2}{2 F_1^2 F_2^2}\left(\frac{F_2 - F_1}{g} + \frac{p_1 + p_2}{2 c^2} l_1\right).$$

Hierdurch kann man bei einer Reihe von Querprofilen F_1, F_2, F_3 ... in gegenseitigen Entfernungen l_1, l_2, l_3 ... die durch die Höhenunterschiede h_1, h_2, h_3 ... festgestellten Punkte der Staukurve bestimmen. Nachdem aber dabei, unter Voraussetzung dass die Stauhöhe neben dem Wehre gegeben, nur das erste dieser Stauhöhe entsprechende Querprofil F_1 und Q bekannt sind, so kann die Bestimmung von h_1, h_2 .. nur versuchsweise nach der regula falsi, in der Art geschehen, dass man, ausgehend von F_1 und p_1, zuerst schätzungsweise einen Wert für h_1 annimmt und mit dessen Hilfe F_2 und p_2 ermittelt, welche in obige Gleichung eingesetzt einen richtigeren Wert von h_1 liefern. Sollte dieser Wert eine grössere Abweichung von dem ursprünglich angenommenen zeigen, so wird jetzt mit dessen Hilfe F_2 und p_2 berechnet, welche in die Formel eingesetzt einen genaueren Wert von h_1 ergeben. In gleicher Weise wird, ausgehend von F_2 und p_2, der folgende Höhenunterschied h_2 bestimmt, u. s. w.

Der Koeffizient c wird entsprechend den früheren Angaben, also etwa nach Bazin:

$$c = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}},$$

unter Beachtung der auf Seite 58 angegebenen Werte für γ, angenommen.

Es kann aber das Verfahren wesentlich vereinfacht werden, wenn man, ausgehend von der auf Seite 61 angegebenen Formel:

$$h = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} + \frac{pv^2}{Fc^2} l,$$

bei Annahme genügend kurzer Teilstrecken l (bis zu etwa 50 m) das erste Glied auf der rechten Seite der Gleichung vernachlässigt. Man hat dann, unter Beachtung dass $v = \frac{Q}{F}$, für den praktischen Gebrauch genügend genau:

$$h_1 = \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \cdot \frac{pl_1}{F^3} = 8\left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{pl_1}{(F_1 + F^2)^3}.$$

Die Länge der hierdurch erhaltenen Staukurve, vom Wehr bis zu der oben angegebenen Grenze, bildet die sog. hydraulische Stauweite. Wird von der aufgestauten Wasserfläche unmittelbar hinter dem Wehr eine Horizontale gezogen, so bildet deren Länge bis zum Durchschnitt mit der ursprünglichen Wasserfläche die hydrostatische Stauweite. Dieselbe kommt bei geringem Zu- und Abfluss zur Geltung, und wird gewöhnlich bei Flusskanilisierungs-Projekten der Sicherheit wegen in Ansatz gebracht.

3. Konstruktion der Wehre.

a. Feste Wehre.

Feste Wehre können überall dort angewendet werden, wo durch den Stau keine unzulässigen Wirkungen im obgenannten Sinne eintreten. Bei fahrbaren Flüssen erhalten die festen Wehre nebst einer Schleuse für die Durchfahrt der Schiffe oft auch noch einen besonderen Schiffsdurchlass, bestehend aus einem beweglichen Wehr von entsprechender Länge, das während der höheren Wasserstände stets offen gehalten, und so die sonst zur Schleusung der Schiffe erforderliche Zeit erspart wird. Für die Durchfahrt von Flössen erhalten die festen Wehre eine gleichfalls durch ein bewegliches Wehr geschlossene Flossrinne.

Da es bei der Anlage fester Wehre gewöhnlich darauf ankommt das Niederwasser bis zu einer bestimmten Höhe anzustauen, und hierzu eine bestimmte Wehrhöhe erforderlich ist, so ist überall dort wo zur Vermeidung nachteiliger Wirkungen die Vergrösserung der Stauhöhe bei höheren Wasserständen möglichst gering sein soll, die Breite des Überfalles, bezw. die Länge des Wehres möglichst gross anzunehmen. Nachdem aber andererseits mit der Verlängerung des Wehres die Anlagekosten wachsen, so kann mit Rücksicht hierauf statt einer Verlängerung neben dem festen Wehr eine Freiarche zur Abführung des Hochwassers erbaut werden. Dieses Mittel muss auch zur Anwendung kommen, wenn durch die Verlängerung die gewünschte Senkung des Staues bei Hochwasser nicht zu erreichen ist.

Ein Nachteil der festen Wehre besteht darin, dass hinter denselben die vom Flusse mitgeführten Sinkstoffe abgelagert werden und dadurch das Flussbett erhöhen, was wieder eine Hebung des Wasserspiegels zur Folge hat. Es müssen daher dort wo dies nicht zulässig ist, die festen Wehre mit einem s. g. Grundablass versehen sein, bestehend aus einer bis zur Sohle des Flusses reichenden Öffnung von entsprechender Weite, die durch ein bewegliches Wehr geschlossen ist, und zur Abführung der Ablagerungen bei Hochwasser geöffnet wird.

Die festen Wehre bestehen aus dem eigentlichen Wehrkörper und den gewöhnlich dessen Anschluss an die Ufer vermittelnden Wangen oder Ufer-

wänden. Ersterer hat den Zweck den Aufstau zu bewirken, während letztere durch ein entsprechend tiefes Eingreifen in die Ufer eine Hinterströmung des Wehres verhindern sollen.

Der Wehrkörper besteht aus dem auf der Stauseite gelegenen Vorboden, der Krone oder dem Rücken, und dem nach dem Unterwasser zu gelegenen Abfall mit dem Hinter- oder Abschussboden. Unterhalb des letzteren befindet sich eventuell noch ein mehr oder weniger langes Sturzbett, bestehend aus einer künstlichen Befestigung der Sohle (des Sturzbodens) gegen Auskolkungen durch das überstürzende Wasser. Der Vorboden fällt entweder ganz weg, oder besteht derselbe aus einer etwas geneigten Ebene oder einer gekrümmten Fläche und hat den Zweck, die Geschiebe, das Eis und andere schwimmende Gegenstände möglichst leicht über die Krone gleiten zu lassen. Die Wehrkrone ist den grössten Angriffen ausgesetzt, weshalb dieselbe eine besondere Sorgfalt in der Ausführung erfordert und möglichst abzurunden ist. Dieselbe liegt meistens wagrecht, und erhält nur manchmal eine kleine Senkung in der Mitte, um die Wassermassen dahin zu konzentrieren. Der Abfall ist entweder senkrecht, oder besteht derselbe aus einem Abschussboden in Form von mehreren vertikalen Absätzen oder Stufen, oder in Form von einer schiefen Ebene, oder einer gekrümmten Fläche. Da bei senkrechtem Abfall durch das unmittelbar niederstürzende Wasser die Sohle stark angegriffen wird, so ist diese Anordnung gewöhnlich nur bei Wehren kleinerer Höhe anwendbar, wobei die Sohle entweder aus Felsen besteht, oder durch ein besonders starkes Sturzbett gegen Auskolkung geschützt wird.

Bei stufenförmigem Abschussboden wird die stossende Kraft des Wassers zum Teil von den Stufen aufgenommen, wodurch zwar der Sturzboden weniger angegriffen wird, dafür aber das Wehr selbst mehr der Zerstörung ausgesetzt ist, und daher ausser einer stärkeren Konstruktion auch eine öftere Nachbesserung erfordert. Es sind daher aus diesem Grunde die stufenförmigen Wehre weniger zu empfehlen.

Der schiefe Abschussboden ist eine zweckmässige, und daher sehr häufig angewendete Form, indem hierbei durch den schiefen Abfluss, bei entsprechend grosser Länge weder der Boden noch der Wehrkörper einem stärkeren Angriff ausgesezt ist. Bei steiler Lage eines solchen Abschussbodens muss der Sturzboden auf eine entsprechende Länge stärker befestigt sein.

Gekrümmte Abschussböden von konkaver Form haben eine ähnliche Wirkung wie die Stufenwehre, indem auch hier die Strömung zum Teil schon auf dem Wehrkörper gebrochen wird, ohne dass jedoch letzterer wie bei den Stufenwehren in höherem Grade der Zerstörung ausgesezt ist. Dadurch wird aber hier der Sturzboden weniger angegriffen als bei schiefem Abschussboden,

namentlich wenn die Abschussfläche am unteren Ende etwas nach aufwärts gebogen ist, wodurch die abstürzenden Wassermassen zurückgeworfen und verzögert werden.

Die Befestigung des Sturzbodens geschieht meistens durch einen Steinwurf oder mittels Pflasterung, eventuell nach vorheriger Abdeckung de- Sohle durch Reisig, Faschinen oder Sinkstücke, nebstdem hierbei auch Pfahlr reihen oder Flechtzäune zwischen den Steinen zur Anwendung kommen. Zuweilen wird der Sturzboden auch mittels Mauerwerk oder durch einen Bohlenbelag befestigt.

Der Anschluss an die Ufer geschieht bei kleineren Wehren mitunter nur durch entsprechend tiefes Eingreifen des Wehrkörpers in die Ufer, unter gleichzeitiger Befestigung der Böschung gegen die Angriffe des überstürzenden Fallwassers. Gewöhnlich werden aber für den Anschluss besondere Wangen, Landpfeiler oder Widerlager von gleicher Art wie diejenigen der Brücken angewendet. Da hierbei die Ufer sowohl oberhalb als auch unterhalb durch die Wirbel und Rückströmung des überstürzenden Wassers angegriffen werden, so sind dieselben auf eine entsprechende Länge oberhalb und unterhalb des Wehres durch Pflasterung etc. zu befestigen. Zu dem Zwecke ist es auch gut das Flussbett unmittelbar unterhalb des Wehres entsprechend zu verbreitern.

Dem Materiale nach werden die festen Wehre aus Strauchpackungen nach Art der Buhnen bei Flussregulierungen, aus Holz allein, aus Holz zusammen mit Erde oder Steinschüttung, aus Steinschüttung allein, aus Mauerwerk oder Beton allein, oder zusammen mit Steinschüttung ausgeführt, nebstdem in neuerer Zeit bei den Wehren auch Eisenbeton zur Anwendung gekommen ist. Im allgemeinen richtet sich die Konstruktion der Wehre hauptsächlich nach dem Charakter des Flusses, der Wassermenge, der Stauhöhe, der Bodenbeschaffenheit und den verfügbaren Materialien. Dabei ist die nötige Sicherheit gegen Umkippen, Verschieben, Durchbruch und gegen Unterwaschung des Bauwerkes zu berücksichtigen. Letzteres kann namentlich bei durchlässigem Boden eintreffen, indem sich dann unter dem Wehrkörper und an den Seiten leicht Wasseradern bilden, die den Boden mit sich fortreissen und so den Einsturz des Bauwerkes herbeiführen können. Hiergegen werden Spundwände als geeignetstes Mittel angewendet.

Je nachdem das Bauwerk nur aus Holz oder aus Holz und Steinmaterial oder nur aus dem letzteren Material bezw. Mauerwerk besteht, unterscheidet man hölzerne, halbmassive und massive Wehre.

Hölzerne Wehre.

Die hölzernen Wehre bestehen entweder aus einer einfachen, mehr oder weniger dichten Holzwand, oder aus einem kastenförmigen Körper mit zwei oder

mehreren von Pfählen gestützten Längswänden, die mit eingestampfter Tonerde hinterfüllt sind. Wehre der ersteren Art werden gewöhnlich nur bei kleineren Stauhöhen und kleiner Wassermenge angewendet, da sie im allgemeinen nicht geeignet sind einem grösseren Drucke und der spülenden Kraft grösserer Wassermassen zu widerstehen. Hölzerne Wehre können namentlich in holzreichen Gegenden mit Vorteil angewendet werden.

Taf. 3, Fig. 2—5. Kleine hölzerne Wehre, gewöhnlich nur für einen kleineren Aufstau als Grundwehre dienend. Die Anordnung Fig. 2 stellt eine einfache Pfahlwand (dichte Pfahlreihe) dar. Zur Sicherung der Flussohle gegen Auskolkung und Unterwaschung werden zu beiden Seiten entweder wie in dieser Figur. Senkfaschinen oder wie in den folgenden Beispielen Steinwürfe angebracht. — Fig. 3 ist eine gewöhnliche Bohlwand mit eingerammten Pfählen in Abständen von etwa $1^1/_2$ bis 2 m, übergelegtem Fachbaum und hochkantig angelegten Bohlen, die entsprechend tief in den Erdboden niedergeführt sind. — Fig. 4 zeigt die gleiche Anordnung wie vorher, wobei aber die Wand aus lotrecht eingerammten Bohlen besteht, die entweder eine ungespundete Stülpwand, oder eine Spundwand bilden, und sich gegen den Fachbaum anlehnen. — Die Anordnung Fig. 5 besteht aus einer gewöhnlichen Spundwand mit Grundpfählen und beiderseitigen Gurthölzern (Hg.—Ch.—Hdl.).

„ Fig. 6—8. Kleine einwandige Überfallwehre mit hölzernem Sturzboden. Die Wehrwand besteht hier entweder wie in Fig. 6 aus einer Spundwand, oder wie in Fig. 7 und 8 nur unter der Flussohle aus einer Spundwand, während der obere Teil eine Bohlwand mit horizontalen Bohlenlagen (event. gespundet) bildet. Hierdurch entsteht der Vorteil, dass dieser obere, mehr der Zerstörung durch Fäulnis etc. ausgesetzte Teil leicht erneuert werden kann. Der Sturzboden besteht hier zum Teil aus einem dichten Bohlenbelag, der von verholmten Pfählen getragen wird, und vorne durch eine besondere Spundwand eingefasst ist, an welche sich eventuell noch eine Verlängerung des Sturzbettes aus Steinschüttung oder Pflasterung anschliesst. — Bei Fig. 7 ist überdies auch noch auf der oberen Seite die Sohle gegen Auskolkung durch die hier auftretenden Wirbel durch einen Bohlenbelag befestigt. — Bei Fig. 8 ist zu gleichem Zwecke als Vorboden eine sanft ansteigende Steinschüttung angebracht, welche zugleich bezweckt den Wasserabfluss zu erleichtern, sowie das Eis und andere schwimmende Gegenstände leicht über die Krone hinüber gleiten zu lassen (Hdl.).

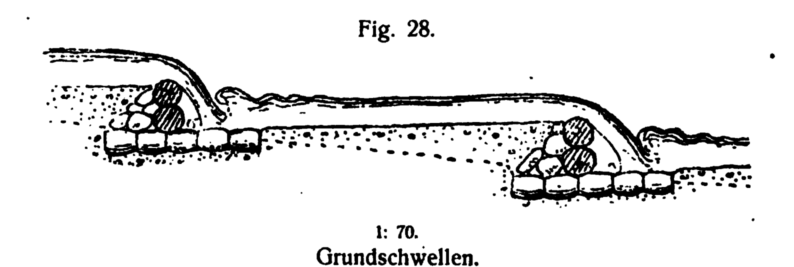
„ Fig. 9—11. Blockwandwehre, bestehend aus zwei oder drei Pfahlreihen mit zwischengelegten runden Baumstämmen oder behauenen Hölzern, deren Fugen allenfalls mit Moos u. dgl. gedichtet werden. Behufs Abdichtung wird auch auf der oberen Seite ein geböschter Erddamm angeschüttet. Bei Flüssen die viele Sinkstoffe mit sich führen tragen auch diese dazu bei, dass die Dichtheit der Wand allmählich zunimmt.

Derartige Wehre werden beispielsweise in den Alpenländern viel angewendet, und erreichen dort oft eine Höhe von etwa 3 bis 4 m. Bei grösserer Höhe wird die Wand auch noch durch vorne angesetzte Streben gestützt, und stromaufwärts nach Art der Bohlwerke durch Ankerstangen mit der Sohle verankert.

Man benutzt diese Wehrkonstruktion auch zu sogen. Grundschwellen zur Regulierung des Sohlengefälles, bezw. zur Minderung der Geschwindigkeit bei Wildbächen, deren Sohle und Wände sonst der Zerstörung durch die Strömung ausgesetzt sind. Nachstehende Textfigur 28 zeigt die Anordnung solcher Grundschwellen, wie sie bei den Wildbächen der Elbe, Oder und Weichsel auf österreichischem Gebiet angewendet werden. Zur Befestigung des Sturzbettes werden hier Faschinen benutzt (ÖZ. 1894, S. 589—CBl. 1895, S. 261).

Taf. 3, Fig. 12. Neues Holzwehr im Meglitze-Fluss bei Niedersaathen Der durch Spundwände eingefasste Wehrkörper besteht aus 5 Reihen von Rundpfählen, die oben durch Holme verbunden und durch einen 10 cm starken Bohlenbelag abgedeckt sind. Der Zwischenraum ist mit Ton ausgefüllt. Anstatt der fehlenden Landpfeiler sind die Uferböschungen abgepflastert und die Längsspundwände mit den letzteren hochgeführt. Oberhalb des Wehres ist eine Tonschüttung, und unterhalb ein 25 m breites Sturzbett aus Sinkstücken und Steinbewurf angebracht. Die Anlagekosten betrugen M. 840 pro 1 m Durchflussweite (ZfB. 1900, Statistik der Bauten).

Fig. 28.



1: 70.
Grundschwellen.

„ Fig. 13. Grösseres Überfallwehr aus Holz und Erdmaterial, für etwa 2 m Stauhöhe und darüber. Der Wehrkörper besteht hier aus mehreren verholmten Pfahlreihen, welche auf den Holmen einen schiefen Vor- und Hinterboden tragen, und an die sich vorne und hinten eine Bohlwand, oder bei mehr durchlässigem Boden eine Spundwand anschliesst, nebstdem zur Erreichung einer grösseren Dichtheit unter dem Fachbaum eine solche Wand angebracht ist. Die Zwischenräume unter den Wehrböden werden mit wasserdichter Tonerde sorgfältig ausgestampft. In der Verlängerung des hölzernen Abschussbodens befindet sich noch ein steinernes Sturzbett (Hg.—Ch.—Hdl.).

Halbmassive Wehre.

Bei diesen aus einem hölzernen Gerippe und Stein- oder Kiesschüttungen zusammengesetzten Wehren besteht ersteres entweder aus eingerammten Pfählen oder aus hölzernen Böcken nebst allfälligen Bohl- oder Spundwänden, oder aus sog. Steinkisten von gleicher Art wie solche bei den Gründungen zur Anwendung kommen. Hierbei dient das Steinmaterial dazu, dem Wehre die gegen eine Verschiebung durch den Wasserdruck nötige Masse zu geben, während durch das Holzgerippe der Zusammenhang und die Form des Wehrkörpers gesichert wird. Steinkisten eignen sich namentlich für felsigen Untergrund. Nachdem die Steinschüttungen zwar der Unterwaschung des Wehres durch Nachsinken entgegenwirken, jedoch nicht wasserdicht sind, so dienen die Bohl- und Spundwände sowohl zur Stützung des Steinkörpers als auch zur Erhöhung der Dichtheit der Anlage. Die Steinkisten werden durch eine Bohlenverschalung abgedichtet, nebstdem stromaufwärts gewöhnlich ein Erddamm angeschüttet wird. Bei erdigem Untergrund kann zur Vermeidung von Unterwaschun-

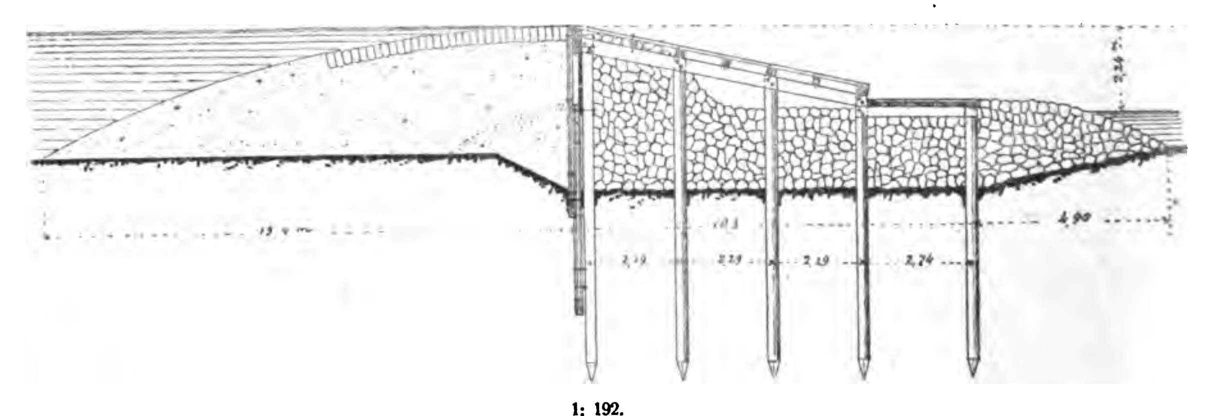
gen auch noch eine an die Steinkisten anschliessende Spundwand erforderlich sein, und muss dann auch der Sturzboden durch einen Steinwurf befestigt werden.

Die Abdichtung des Wehrkörpers bezweckt ausser der Minderung der Wasserverluste auch die Erhöhung der Dauerhaftigkeit der Holzkonstruktion, nachdem diese von den durchsickernden, sandbemengten Wasserstrahlen immer mehr ausgefressen und zerstört wird.

Taf. 3, Fig. 14. Kleines Wehr in Form von einer Bohlwand, welche auf beiden Seiten bis zur obersten Kante mit Steinen umpackt ist. Statt der Bohlwand kann auch hier eine Spundwand wie bei Fig. 4 und Fig. 5 zur Anwendung kommen.

Die nachstehende Textfigur 29 zeigt eine derartige Wehranlage von grösserer Höhe, wobei sich die Spundwand gegen fünf mit einander verholmte, einen schiefen Abfallboden tragende Pfahlreihen stützt, und auf der Oberwasserseite durch einen bis zur Wehrkrone austeigenden Erddamm von 13,4 m Breite gegen ein Durchsickern durch Wand und Sohle abgedichtet ist. Die Oberfläche dieses als Vorboden konvex ansteigenden Erddammes ist bis zur halben Breite abgepflastert.

Fig. 29.



1: 192.

Wehr im Illinoisfluss bei Kampsville.

Der Raum unter dem Abschussboden ist zur Stützung der Wand und der Pfähle und zur Sicherheit gegen Unterspülung mit Steinen ausgefüllt. Der untere Teil des Abschussbodens besteht aus einer gepflasterten Steinschüttung. (ZfB. 1896, Ergänzungsheft, Bl. X).

„ Fig. 15. Altes Wehr in der Seine, bestehend aus einer an dem geneigtem Abschussboden gleichmässig gepflasterten Steinschüttung, in welcher sich als Stütze ein aus einer Pfahlreihe *A* und einer Spundwand *S* bestehendes Holzgerippe befindet. Unterhalb des Wehrkörpers befindet sich ein Sturzboden in Form von einer weiteren, durch zwei Pfahlreihen befestigten Steinschüttung.

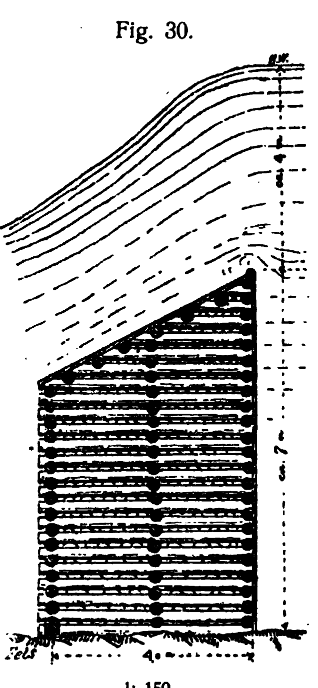
„ Fig. 16—17. Halbmassive Wehre mit zwei Holzwänden, bestehend aus zwei verholmten Pfahlreihen in einer gegenseitigen Entfernung von etwa 2 bis 2 ½ m, mit gegen dieselben angelehnten Bohl- oder Spundwänden und dazwischen eingepackter Steinschüttung, oder Reisig mit Steinen oder Kies. Über den beiden Wänden befindet sich ein Vorboden, bestehend aus einem nach dem Oberwasser zu sanft geneigten Bohlenbelag zwischen den beiden Holmen, woran sich stromaufwärts eine geböschte Steinschüttung anschliesst. Der Abschussboden ist bei kleinerer Höhe entsprechend Fig. 16 lotrecht angeordnet, während derselbe

bei grösserer Höhe entsprechend Fig. 17 aus zwei oder mehreren Absätzen mit Bohlenbelag besteht. Der Sturzboden ist in beiden Fällen mittels Steinwurf befestigt.

Taf. 3, Fig. 18—19. Steinerne Wehre mit Holzgerippe auf felsigem Untergrund. Bei kleiner Höhe kann die Anlage entsprechend Fig. 18 aus einer Holzwand und beiderseitigen Steinschüttungen bestehen, wobei die Wand aus übereinander gelegten, mit dem Felsboden verschraubten Balken gebildet ist. Zu dem Zwecke sind die durch die ganze Wand gezogenen Bolzen im Felsen mittels Keil befestigt, der in die aufgeschlitzte Stange gesteckt ist, wodurch diese beim Niederstossen gegen die Wandung des Bohrloches festgeklemmt wird.

Bei Fig. 19 besteht das Gerippe aus Böcken, die sich gegen einen gemeinsamen Fachbaum anschliessen, und die in angedeuteter Weise durch Schraubenbolzen am Felsboden befestigt sind. Bei *B* befindet sich eine das Festhalten des Gesteins und eine teilweise Abdichtung bezweckende Spundwand, die in eine ausgesprengte Rinne im Felsen eingelassen ist (Hdl.).

Fig. 30.



1: 150.

Steinkisten-Wehr im Drammenfluss.

Zu den Steinkistenwehren werden entweder runde Hölzer oder behauene Balken verwendet. Ein Beispiel der ersteren Art zeigt das in nebenstehender Textfigur 30 ersichtliche Wehr über den Drammenfluss der Embrets-Fall-Holzschleiferei in Norwegen. Die Anlage besteht aus Rundholz-Steinkisten mit lothrechten Wänden und einem unter 60° gegen die Vertikale geneigten Abschussboden, welcher wie auch die stromaufwärts gelegene Aussenwand mit einem dichten Bohlenbelag versehen ist. Dieses Bauwerk ist insofern bemerkenswert, als es bei seiner beträchtlichen Höhe von ca. 7 m und einer grössten Wassertiefe von ca. 11 m nur eine Beite von 4 m besitzt, infolge dessen die Stabilität augenscheinlich eine sehr geringe ist. Während des Frühjahr-Hochwassers 1895 wurde auch ein Teil des Wehres auf 40 m Länge fortgerissen, nachdem allerdings eine höher oben im Flusse losgerissene Steinkiste gegen das Wehr angeschwemmt worden war. Dieser zerstörte Teil wurde dann durch einen massiven Steinbau von der in Textfig. 39 ersichtlichen kräftigen Form ersetzt (NTT. 1897, S. 8).

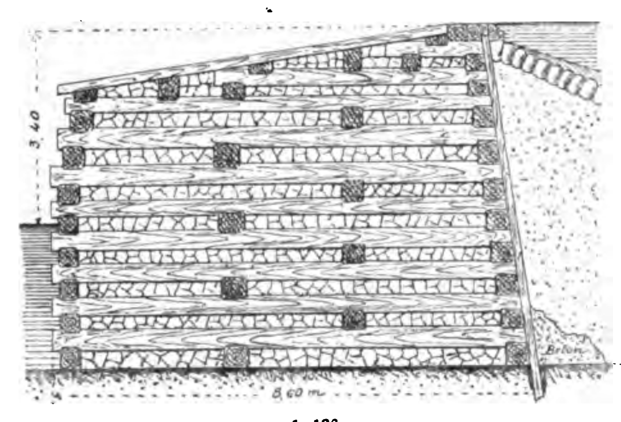
„ Fig. 20. Steinkistenwehr aus gezimmerten Hölzern, im Schuylkillflusse bei Plymouth in Pennsylvanien (erbaut 1858). Dasselbe hat eine Kronenbreite von 1,22 m, eine Gesamtbreite von 5,49 m, eine Höhe von 3,8 m und eine Höhe der Wehrkrone über dem Niedrigwasser von 2,36 m. Es ruht auf Felsboden, ist auf der Rückseite mittels einer Spundwand gedichtet, und mit Stein- und Erdmaterial hinterfüllt.

Ein anderes Beispiel eines derartigen, in neuerer Zeit in demselben Flusse erbauten Wehres von viel grösseren Dimensionen, zeigt die nachstehende Textfigur 31. Infolge der grossen Breite des Wehrkörpers wurden hier zur Verstärkung der Konstruktion nebst den zwei Aussenwänden noch zwei Zwischenwände in der Längenrichtung angeordnet. Der Untergrund besteht hier aus hartem Ton, in welchen auf der Rückseite behufs Dichtung eine am Fusse mittels Beton und darauf mit lehmigem Erdmaterial hinterfüllte Spundwand geschlagen wurde. Die Oberfläche dieser Hinterfüllung ist gepflastert (NA. 1889, S. 30).

„ Fig. 21. Älteres Steinkistenwehr im Schuylkill bei Fair Mount. Dasselbe wurde für die Wasserleitung von Philadelphia angelegt, und hat eine Länge von 357 m.

Diese Anordnungen erscheinen jedoch weniger zweckmässig, da hierbei das Sturzbett durch die unmittelbar niederfallenden Wassermassen sehr der Auskolkung ausgesetzt ist, wenn auch durch den schiefen Abschussboden dem entgegengewirkt wird.

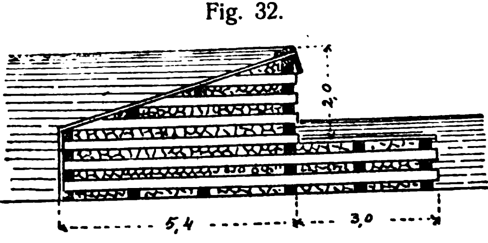
Fig. 31.



1: 136.
Wehr im Schuylkillfluss.

Die nachfolgenden Textfiguren 32, 33 und 34 zeigen noch einige weitere Variationen amerikanischer Steinkistenwehre mit Stufen, welche für den Sturzboden günstiger sind. Es sind dies bezw. das Wehr im Fox River bei Appleton (ZfB. 1895, Ergängzungsheft Bl. VII), ein Wehr im Bear River für die Bewässerungsanlagen im Tale dieses Flusses (Engg. Nws. 1896, Feb. 6, S. 84), und ein Wehr im Ottava River (Sc. Am. 1883 II S. 255). Bei diesen Wehren erscheint auch der ansteigende Vorboden sehr zweckmässig, da dadurch der Wasserabfluss und die Hinüberführung fester Gegenstände wesentlich erleichtert wird.

Fig. 32.



1: 170.
Wehr im Fox River bei Appleton.

Speciell das Ottava-River-Wehr (Textfig. 34) ist eine der grossartigsten Wehranlagen, indem es sich, bei einer Wassertiefe von 0,6 bis 5,8 m, über eine Flussbreite von 559 m erstreckt. Die Ausführung geschah im offenen Wasser, ohne Fangedämme, in der Weise, dass zuerst der untere, 14,02 m breite und 3,65 m hohe Teil durch Absenken von Kisten auf den Felsboden hergestellt wurde, welche so grosse gegenseitige Abstände erhielten, dass das Wasser zwischen denselben abfliessen, und dann oben über Wasser der durchgehende schiefe Aufsatz hergestellt werden konnte. Auf dem unteren Ende

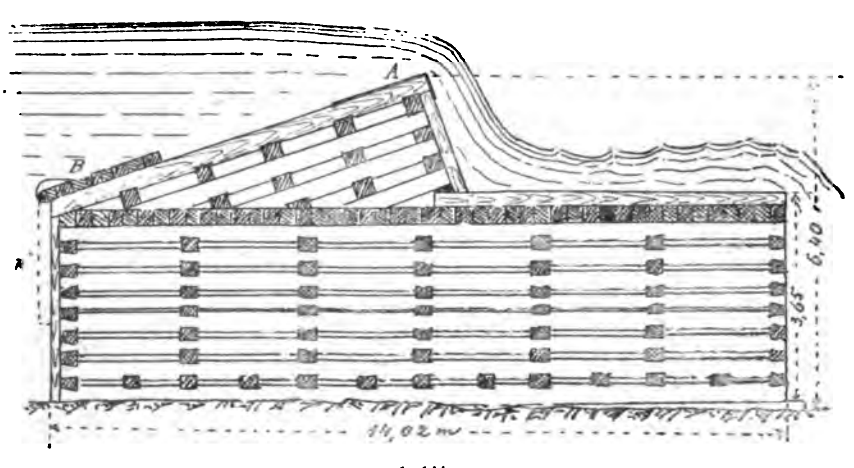
Fig. 33.

Fig. 33 a.

1: 156.
Wehr im Bear River.

dieses Aufsatzes wurden über den 113 Öffnungen Klappen *B* mit eisernen Scharnieren hergestellt, welche später behufs Schliessung der Öffnungen nach abwärts in die Stellung *B'* geklappt wurden. Es kann daher durch Aufziehen dieser Klappen die Wehrkrone (behufs Reparatur) immer wieder trockengelegt werden. — Die Krone ist mit 12 mm Blech *A* abgedeckt. Die Stauhöhe beträgt 2,44 m. Bei Niedrigwasser steht dasselbe 0,6 m, und bei Hochwasser 3 m über der Wehrkrone. Die Anlagekosten beliefen sich auf 332000 Dollars.

Fig. 34.



1: 144.
Wehr. Ottava River.

Taf. 3, Fig. 22. Norwegisches Steinkistenwehr der Wasserkraftanlage von Aabyfos. Der Untergrund besteht hier aus Sand, weshalb der Wehrkörper zur Sicherheit gegen Unterspülung eine grosse Breite erhielt, und durch eine vorgelegte Spundwand gedichtet wurde. Der Sturzboden ist durch einen Steinkistenvorbau, und dessen Verlängerung noch durch einen Steinwurf, befestigt. Die auf 4 m Höhe über der Sohle des Flusses befindliche Krone ist mit einem beweglichen Wehr-Aufsatz (Nadelwehr) für eine Stauhöhe von 1,5 m über der Wehrkrone versehen (ZfB. 1900, Bl. 52).

Die Wangen der hölzernen Wehre für den Anschluss an die Ufer sind Wände von ⊔- oder _/-förmigem Grundriss, wovon der mittlere Teil parallel zur Stromrichtung liegt und an den Wehrkörper angeschlossen ist, während die seitlichen Teile die den Anschluss an das Ufer vermittelnden, in dasselbe entsprechend tief eingreifenden Flügel sind, welche entweder senkrecht zur Uferlinie (parallele Flügel) oder schief stehen (Winkelflügel). Dieselben bestehen entweder aus Holz oder aus Mauerwerk und werden im ersteren Fall entweder als Bohlwerke oder als Steinkisten, und im anderen Falle als Ufermauern, wie selbe im „Uferbau" (Wasserbau, III. Teil) behandelt sind, ausgeführt. Die aus Mauerwerk hergestellten (massiven) Wangen werden je nach der Beschaffenheit des Untergrundes nach irgend einer der gebräuchlichen Gründungsarten, gewöhn-

lich entweder unmittelbar oder unter Anwendung von Beton oder von Pfahlrost, oder von Pfählen mit Betonschüttung gegründet, und durch Spundwände eingefasst.

Massive Wehre.

Die massiven Wehre sind Dämme, die aus losem Steinmaterial (Steinschüttungen, Kies), Mauerwerk oder Beton oder aus einer Kombination dieser Materialien bestehen.

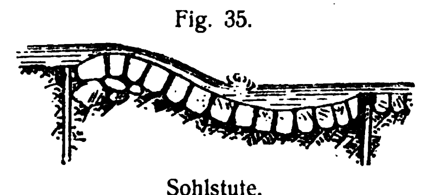
Wehre aus losem Steinmaterial.

Derartige Wehre kommen meistens nur als sog. Buhnen, Leitwerke und Grundschwellen zur Regulierung der Flüsse zur Anwendung und werden als solche im IV. Teil dieses Werkes besprochen. Dort wo sie für den Aufstau als eigentliche Wehre zur Verwendung kommen wird behufs grösserer Dauerhaftigkeit als sie gewöhnlich bei den Flussregulierungswerken beansprucht wird, die Oberfläche ganz abgepflastert, was also im Trockenen unter Benutzung von Fangedämmen geschehen muss. Ferner wird zur Sicherung der Form und zur Vermeidung von Unterwaschungen, sowie zur Erhöhung der Dichtheit des Wehrkörpers derselbe eventuell durch Spundwände eingefasst, oder mit einem oder mehreren gemauerten Kernen versehen. In Amerika sind in neuerer Zeit zur Abdichtung der Steindämme auch Blechwände mit Vorteil zur Anwendung gekommen, wie dies später bei der Besprechung der „Staudämme" gezeigt wird.

Anstatt den Wehrkörper ganz aus Steinmaterial bestehen zu lassen, wird der Kern zuweilen auch aus Kies ausgeführt, wodurch ausser kleineren Anlagekosten auch der Vorteil einer grösseren Dichtheit als bei durchgehender Steinschüttung erlangt wird. Hierbei erwächst aber allerdings der Nachteil, dass das Bauwerk bei einer teilweisen Verletzung leichter ganz zerstört wird, als wenn der Kern aus Steinmaterial besteht.

Handelt es sich bei kleineren Flussläufen mit stärkerem Gefälle um Mässigung der Geschwindigkeit zu Fischereizwecken, so kann dies nach F. W. Schmidt zweckmässig durch steinerne Wehre als sog. Sohlstufen von der in Textfig. 35 ersichtlichen Anordnung erreicht werden, wobei jedoch die Stauhöhe nicht grösser sein darf als etwa 0,6 m. Das Bauwerk besteht aus einer einfachen Pflasterung auf der entsprechend zubereiteten Sohle, so das die Oberfläche des Pflasters eine gekrümmte Fläche bildet. Zur Verhinderung der Unterspülung wird am oberen Ende eine Spundwand und am unteren eine aus minderwertigen Bohlen (Schwarten etc.) bestehende Bohlwand angewendet, und werden die Fugen des Pflasters sorgfältig mit Moos gedichtet, das mittels eines Meissels eingetrieben wird.

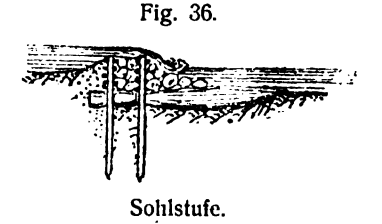
Fig. 35.



Sohlstute.

Stehen schwerere Steine nicht zur Verfügung, so können zu dem gleichen Zwecke allenfalls auch Sohlstufen aus Flechtzäunen und Faschinen zusammen mit Steinmaterial, wie in Textfig. 36, zur Anwendung kommen. Dieselben erfordern nur geringe Anlagekosten, bedürfen aber häufiger Nachbesserung (CBl. 1895 N:o 34—35).

Fig. 36.



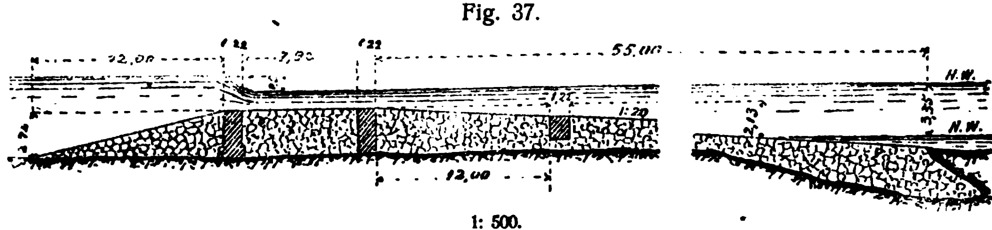
Sohlstufe.

Taf. 3, Fig. 23. Einfaches Steinschüttungs-Wehr, wobei für den Kern kleinere, für die gepflasterte Oberfläche aber möglichst grosse Steine anzuwenden sind, sodass dieselben durch ihr Gewicht einen möglichst grossen Widerstand gegen Losrücken durch die Strömung entgegenstellen.

„ Fig. 24. Steinernes Wehr in der Maas für den Speisegraben von Sorcy, bestehend aus einer abgepflasterten Steinschüttung mit Kieskern. Der Vorboden besteht aus einer ebenen einfüssigen Böschung, während der Abschussboden eine konkav gekrümmte Fläche bildet (Hdl.).

Grössere Steinschüttungs-Wehre mit gemauerten Kernen kommen namentlich in Indien vor. Eine grossartige Anlage dieser Art ist z. B. das im Jahre 1874 erbaute Wehr über den Jumna bei Okla (Textfig. 37), welches eine Höhe von

Fig. 37.

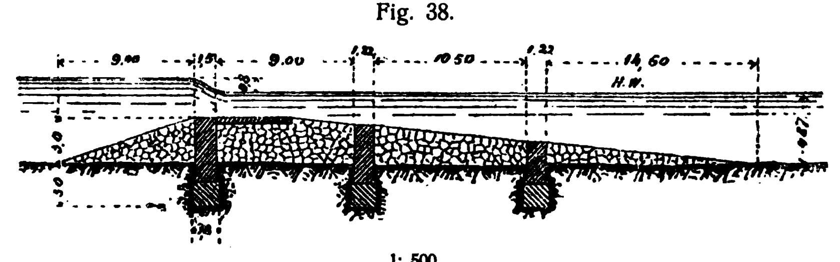


1: 500.
Wehr über den Jumna-Fluss bei Okla.

2,74 m und eine Länge von 743 m hat. Der Untergrund des Flusses besteht hier aus sehr feinem Sand und sind die beiden die Wehrkrone begrenzenden, 7.92 m von einander entfernten Mauern, unmittelbar auf dem Sandboden aufgeführt. In dem 1 : 20 geneigten Abschussboden ist in 12,0 m Entfernung von der Krone noch eine dritte Mauer aufgeführt, die jedoch auf der Steinschüttung gegründet ist. Trotzdem dieses Wehr sehr heftigen Angriffen durch die Hochwässer ausgesetzt ist — die bis zu 2,35 m Geschwindigkeit pro Sekunde erreichen — erhält sich dasselbe angeblich in gutem Zustand (AdP. 1891 I, S. 272).

Ein zweites Beispiel dieser Art ist das im Jahre 1875 erbaute Wehr über die Soane, einen Nebenfluss des Ganges, bei Dehri (Textfig. 38). Wegen der

Fig. 38.



1: 500.
Wehr über die Soane bei Dehri.

grösseren Durchlässigkeit des Bodens (grober Sand und Kies) und des grösseren Wasserdruckes, wurden hier die drei Mauern, welche die Steinschüttung durchsetzen, auf viereckigen Brunnen gegründet, welche 3 m tief in den Boden versenkt sind. Die Höhe der Wehrkrone über der Flussohle beträgt 3,0 m, und die Länge des Wehres 3825 m. Der Abschussboden hat eine Neigung von 1 : 10 und der Vorboden eine solche von 1 : 2. Ersterer ist im oberen Teil regelmässig abgepflastert. Der Unterschied zwischen Hoch- und Niederwasser beträgt ungef. 5 m, und die grösste Geschwindigkeit des ersteren 3,5 m pro Sekunde (AdP. 1891 II, S. 273).

Gemauerte Wehre.

Wehre aus Mauerwerk kommen dort zur Anwendung, wo geeignetes Steinmaterial leicht erhältlich, wo Strömung und Eisgang eine grössere Festigkeit erfordern, und wo eine möglichst grosse Dauerhaftigkeit beansprucht wird. Man verwendet dazu gewöhnlich Bruchsteinmauerwerk in Cementmörtel, selten Ziegelmauerwerk mit teilweiser oder vollständiger Quaderverkleidung, und zwar ist es namentlich die den Angriffen am meisten ausgesetzte Wehrkrone, welche eine Quaderverkleidung erfordert. Manchmal geschieht die Ausführung wohl auch ganz aus Quadermauerwerk.

Der Form nach erhalten die gemauerten Wehre, je nach der Beschaffenheit des Untergrundes etc., entweder einen senkrechten Abfall, oder einen schiefen, gekrümmten, oder seltener einen stufenförmigen Abschussboden.

Da ungleichförmige Setzungen bei gemauerten Wehren Brüche im Mauerwerk, Undichtheiten und ein baldiges Zerstören des Bauwerkes zur Folge haben können, so ist hier eine sichere Gründung und ein wasserdichter Abschluss gegen Unterspülungen von grösserer Wichtigkeit als bei den vorherigen Konstruktionen, welche in Folge der Elastizität des Holzes und der Nachgiebigkeit der Steinschüttungen in dieser Beziehung weniger empfindlich sind. Wenn daher der Untergrund nicht aus Felsen oder tragfähigem Erdboden besteht, so muss hier irgend eine der üblichen Verstärkungen des Bodens zur Anwendung kommen, und werden hierzu gegenwärtig am häufigsten Betonschüttungen, ohne und mit Pfählen, seltener der liegende Rost oder Pfahlrost etc. benutzt. Zum Schutz gegen Unterwaschungen und Auskolkungen dienen auch hier Spundwände und Steinschüttungen.

Taf. 3, Fig. 25. Stufenwehr im Lahnfluss in Obernbiel (erbaut 1885). Dasselbe hat eine Länge von 95 m, und besteht aus einem 4,7 m breiten, im Mittel 2,25 m hohen Mauerklotz mit dem 1,6 m hohen senkrechten Absturz. Daran schliessen sich zwei Abfallböden von 3,20 und 2,70 m breite und 1,0 m bezw. 0,7 m Stärke. Der unterhalb befindliche Sturzboden ist durch eingerammte Pfähle und Steinwurf befestigt.

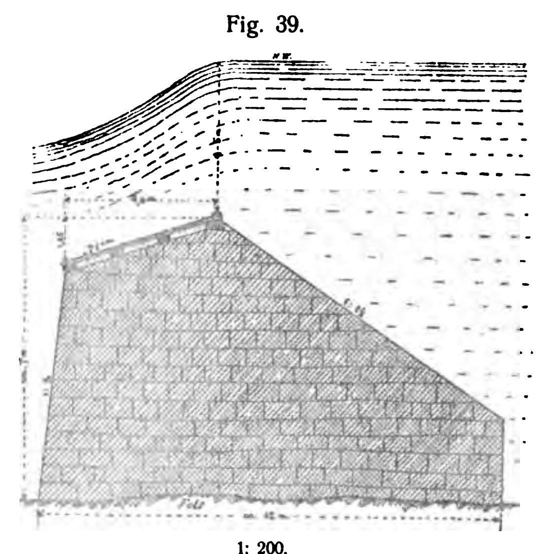
Die Gründung geschah unmittelbar auf festen Erdboden. Die schraffierten Teile bestehen aus Quadern, das übrige aus Bruchsteinmauerwerk. Die Ausführung geschah in der Art, dass Strecken von 15 bis 20 m Länge abgedämmt wurden, und der Aufbau in möglichst trockener Baugrube erfolgte (ZfB. 1887, S. 619, Bl. 72).

„ Fig. 26. Gemauertes Wehr mit senkrechtem Abfall, im Winterhafen von Oppeln (Zweig des Oderstroms). Dasselbe ruht auf Kalkstein-Felsboden,

und hat eine Höhe von 3,9 m, bei einer mittleren Dicke von 2,0 m, einer Kronenbreite von 1,83 m und einer Stauhöhe von 1,45 m. Der Wehrkörper besteht aus Kalksteinmauerwerk, mit einer Abdeckung der Krone, die vorne aus Granitplatten und hinten aus Klinkern in Cementmörtel besteht. Das Sturzbett ist auf 2 m Breite aus abgeglichenem Mauerwerk von 0,68 m Höhe gebildet (ZfB. 1888).

Nachdem bei derartigen senkrechten Abfällen das Sturzbett und der Fuss des Wehres durch die niederstürzenden Wassermassen stark angegriffen werden, so pflegt man diese Anordnung selbst bei Felsboden nur bei kleineren Wehrhöhen anzuwenden. Doch gibt es Beispiele, wo bei besonders festem Boden und festem Mauerwerk, Wehre mit senkrechtem Abfall auch für sehr bedeutende Höhen zur Ausführung gekommen sind.

Fig. 39.



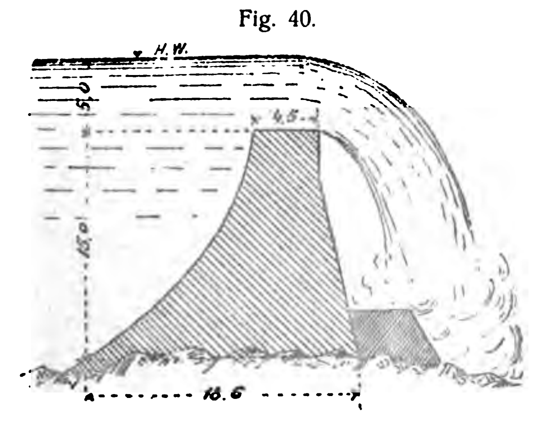
1: 200.

Wehr im Drammenfluss.

Ein solches Beispiel zeigt das in nebenstehender Textfigur 39 ersichtliche, im Jahre 1896 ausgeführte Wehr im Drammen beim Embrets-Fall, in Norwegen. Dasselbe besteht ganz aus grob bearbeiteten, einigermassen lagerhaften Quadersteinen mit Cementmörtel, die mittelst Rundeisenzapfen von 40 mm Dicke mit einander verdübelt, und stellenweise auch durch Klammern mit einander verbunden sind. Es ist dies ein übermässig starkes Bauwerk, bei dem fast die Hälfte des Querprofils ohne Gefahr hätte fortgelassen werden können. (NTT. 1897, S. 8).

Ein weiteres Beispiel dieser Art zeigt das in Textfig. 40 ersichtliche Wehr über den Betwa-Fluss in Indien, das auf festem Granitfelsen aus Granitmauerwerk aufgeführt ist, und bei 15 m Höhe eine Kronenbreite von 4,5 m, und am Fusse eine Breite von ca 22 m hat. Der Fuss ist durch ein kleines Contrefort aus Mauerwerk gegen Auskolkung durch die enormen Wassermassen geschützt, die bei Hochwasser bis zu 5 m Höhe über der Wehrkrone steigen. Das Wehr hat die Ableitung des Flusswassers in einen Bewässerungskanal zum Zwecke. Da zur Zeit der Bewässerung das gesamte Wasser in den Kanal abläuft, so können während dieser Zeit Nachbesserungen am Contrefort etc. vorgenommen werden (AdP. 1891 II, S. 287).

Fig. 40.



1: 500.

Wehr über den Betwa-Fluss.

Textfig. 41 zeigt noch ein Beispiel eines derartigen indischen Wehres über den oberen Goda-

very, bestehend aus einer unmittelbar auf Felsboden gegründeten Bruchsteinmauer von 7,2 m Höhe, 5,2 m Dicke an der Krone und 7,3 m Dicke an der Basis, wobei zum Schutze des Wehrfusses gegen Auskolkung, eine gepflasterte Steinschüttung vorgelegt ist, welche einen von der Wehrkrone ausgehenden, im Verhältnis 1 : 2 geneigten, ebenen Abschussboden bildet. Dieses Wehr hat eine Länge von 1600 m (AdP. 1891 II, S. 267).

Fig. 41.

1: 1500.
Wehr über den oberen Godavery Fluss.

Fig. 42.

1: 500.
Wehr über den Rio Souza bei Porto.

Die gleiche Anordnung kann auch bei Erdboden zur Anwendung kommen, wobei aber die den Abschussboden bildende Steinschüttung eine sanftere Böschung erhalten muss.

Eine solche Anordnung zeigt das in neuerer Zeit ausgeführte Wehr über den Rio Souza für die Wasserleitung von Porto (Textfig. 42). Dasselbe enthält einen gemauerten Kern, bestehend aus einem von Spundwänden eingeschlossenen Betonfundament von 4 m Breite und 3 m Höhe, wovon die Hälfte in den Boden versenkt ist, und einem Aufsatz aus Mauerwerk von 4 m Höhe und 2 m Dicke an der Krone. Die Höhe der Wehrkrone über der Flussohle beträgt somit 5,5 m, und über dem Unterwasser 4,0 m. Die den Abschussboden bildende Steinschüttung ist im Verhältnis 1 : 4 geböscht und an der Oberfläche gepflastert, und mit einer Betonschicht von 0,25 m Dicke überdeckt. — Im Inneren dieser Steinschüttung befindet sich sin hölzernes Gerippe, bestehend aus einer Pfahlreihe und einer Spundwand, in bezw. 5,75 m und 11,5 m Entfernung von der Mauer, welche mit der letzteren und unter einander durch Zangen verbunden sind. Unterhalb dieser Spundwand sind noch 6 Pfahlreihen in gegenseitigen Entfernungen von 1,5 m geschlagen. Hier hat die Wehrmauer auch auf der Oberwasserseite eine im Verhältnis 1 : 1 $^1/_2$ geböschte abgepflastere Steinschüttung vorgelegt (NA. 1890, S. 67).

Bei dem ähnlichen 3,6 hohen 1935 m langen Wehr über den Mahanuddy bei Cuttack ist der Abschussboden zwischen den zwei 9 m von einander entfernten Mauern ganz mit hochkantig gestellten Steinplatten von 0,6 m Höhe gepflastert, welche zur Mässigung der Geschwindigkeit eine gezahnte Fläche bilden (AdP. 1891, I, S. 279).

Taf. 3, Fig. 27. Gemauertes Wehr mit gekrümmtem Abschussboden, gegründet mit Abtreppungen auf Felsboden. Die Anlage befindet sich im Tarn-Flusse beim Pumpwerke der Wasserleitung der Stadt Albi in Frankreich (AdP. 1886, II.).

„ Fig. 28. Amerikanisches Wehr im Tallapoosa-River für das Kraft-Wasserwerk von Montgomery. Dasselbe wurde in der Art hergestellt, dass es in Schichten von etwa 2 m Höhe zuerst als Trockenmauerwerk zur Ausführung kam, worauf die Zwischenräume zwischen den Steinen mit flüssigem Cementmörtel ausgegossen wurden. Dabei wurden an den Aussenseiten grosse Granitblöcke von 8 bis 9 t Gewicht verwendet, und deren Fugen mit Cementmörtel

verstrichen, während im Inneren grosse Bruchsteine versetzt und deren Zwischenräume mit kleineren Steinen ausgefüllt wurden. Krone und Abschussboden erhielten eine Betonbekleidung (Engg. Nws. 1901, II, S. 418).

Taf. 3, Fig. 29—29 a. Kleines Gemauertes Überfallwehr in der Winske bei Oppeln. Dasselbe besteht aus Klinkermauerwerk mit Granitwerksteinen für Krone und Abfallstufe. Das Fundament besteht aus Beton zwischen Spundwänden. Das Sturzbett ist auf 10 m Breite mit Senkfaschinen und Steinbewurf befestigt. Die Wangen (Fig. 29 a) bestehen gleichfalls aus Klinkermauerwerk mit Werkstein-Einfassung an den Kanten (ZfB. 1900, Statistik der Bauten).

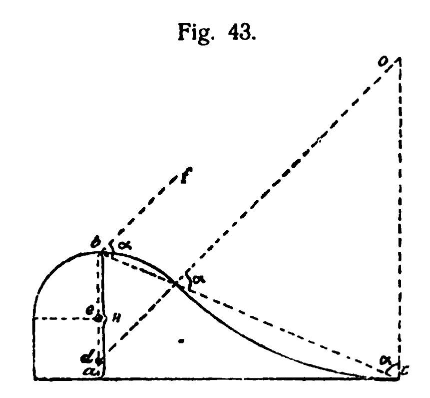
„ Fig. 30. Gemauertes Wehr mit gekrümmtem Abschussboden, gegründet auf Pfahlrost zwischen Spundwänden. Es ist dies eine bei schlechtem Boden früher oft angewendete Anordnung; gegenwärtig wird dem Roste meistens eine Betonschüttung vorgezogen. Um die Quaderverkleidung vor den Angriffen der Strömung zu sichern, erfordert dieselbe grosse Werksteine und eine sorgfältige Ausführung.

Die äussere Begrenzungsform solcher Wehre mit gekrümmter Profilform ist sehr verschieden. Eine häufig angewendete Anordnung zeigt die nebenstehende Textfigur 43, wobei

$$ac = 2 \text{ bis } 4 \text{ H}, \quad bd = \frac{2}{3} \text{ bis } 1{,}0 \text{ H}$$

$$be = \frac{1}{4} \text{ bis } 1{,}0 \text{ H}.$$

Fig. 43.



Konstruktion des gekrümmten Wehrprofils.

„ Fig. 31. Wehr aus Ziegelmauerwerk mit Quaderverkleidung, wobei der untere Teil des gekrümmten Abschussbodens nach aufwärts gebogen ist, wodurch der Stoss des niederstürzenden Wassers zum Teil vom Wehre selbst aufgenommen und für den Sturzboden unschädlich gemacht wird (Bh.-Frz.).

„ Fig. 32. Gemauertes Wehr mit Betonfundament in der Elbe bei Poděbrad (Böhmen), ausgeführt 1881. Das Betonfundament ist von Bohlwänden eingefasst, und zu beiden Seiten durch Steinschüttungen gegen Unterspülung und Auskolkung geschützt. Der obere Teil des Wehres besteht aus Bruchsteinmauerwerk mit Quaderverkleidung (ÖW. 1882, S. 217).

Betonwehre.

Die Betonwehre unterscheiden sich von den aus Mauerwerk ausgeführten Wehren nur dadurch, dass bei denselben der Wehrkörper aus Beton, mit einer Zusammensetzung von etwa 1 Raumteil Cement: 3 Sand : 6 Steinschlag bis 1 : 5 : 7, hergestellt wird. Das Mischungsverhältnis hängt ausser von der Beschaffenheit des Cements namentlich davon ab, in welchem Grade der Betonkörper den Angriffen des Wassers und des Eises etc. ausgesetzt ist, und kann daher eine viel schwächere Mischung zur Anwendung kommen, wenn der Betonkörper zwischen Spundwänden eingeschlossen und abgepflastert ist, als wenn derselbe ganz frei liegt. Im letzteren Falle muss wenigstens die Krone und der Abschussboden aus einer stärkeren Mischung bestehen.

Wegen der grösseren Festigkeit und Dichtheit des im Trockenen ausgeführten Stampfbetons gegenüber dem im Wasser hergestellten Schüttbeton, werden die über den Fundamenten gelegenen Teile der Betonwehre in trocken gelegter Baugrube aus Stampfbeton hergestellt.

Von besonderem Interesse ist die Anwendung von Eisenbeton im Wehrbau, wie dieselbe in neuster Zeit stellenweise durchgeführt worden ist.

Taf. 3, Fig. 33—33c. Betonwehr über die Eger bei Karlsbad. Dieses im Jahre 1881 erbaute, zum Betriebe des Karlsbader Wasserwerkes dienende Stauwehr hat einen senkrechten Abfall und besteht aus einem Betonkörper von 83,0 m Länge, 2,0 m Breite und 2,5 m Höhe, welcher von 16 cm starken Spundwänden eingeschlossen, und an der Krone mit Granitsteinen in Cementmörtel abgepflastert ist. Unterhalb befindet sich ein hölzernes Sturzbett von 3,5 m Breite (Fig. 33).

Die Ausführung geschah entsprechend Fig. 33a und 33b. Nachdem mit dem ausgebaggerten Bodenmaterial vor der oberen Spundwand ein offener Erddamm angeschüttet worden war, wurde auf den Wehrbäumen über die ganze Länge des Wehres ein Gleis angelegt, auf welchem eine 7 m lange Pritsche *P* lief, die vorne mit einer starken, bis an die Sohle des Aushubes reichenden hölzernen Wand versehen war. Sodann wurde ein Teil des Wehres durch Ausfüllen des Raumes vor dieser Wand mittels Betontrichter bis über die Wasserfläche ausgeführt, und dann die Pritsche, unter beständigem Nachfüllen von Beton bis über Wasser und Stampfen desselben, langsam zurückbewegt. Die Zuführung des Betons geschah auf seitlichen Gleisen (Fig. 33 a), von wo derselbe auf die Pritsche abgeladen wurde. Auf diese Weise erforderte die Herstellung des ganzen Betonkörpers nur 68 Stunden.

Zur Ausführung des Sturzbodens erhielt das Wehr der ganzen Länge nach einen wasserdichten Aufsatz von 80 cm Höhe, wodurch das gesamte Wasser des

Fig. 44.



Oberes Wehr in der Weser bei Hameln.

Flusses in den im Lageplan Fig. 33 c ersichtlichen Kanal *c* abgeleitet wurde, sodass dann der Sturzboden im Trockenen ausgeführt werden konnte (ÖW. 1882, S. 179).

Taf. 4, Fig. 1—1 a. Oberes Wehr in der Weser bei Hameln. Diese im Jahre 1885 erbaute Anlage besteht im wesentlichen darin, dass vor einem alten, in Fig. 1 ersichtlichen Holzwehre ein massiver senkrechter Vorbau von Beton mit einer Kronenabdeckung von Dolomit hergestellt wurde.

Die Länge des Wehrkörpers beträgt 201 m, die Höhe 6,75 m, die Stärke unter und über Niederwasser bezw. 3,5 und 3,2 m. Die untere Begrenzung der Baugrube bildete eine 20 cm starke Spundwand, während zur Abhaltung des Oberwassers eine Spundwand von 10 cm Stärke geschlagen wurde. Wie aus dem Lageplan Fig. 1 a zu ersehen, wurde in der Mitte des Wehres eine Fischtreppe angelegt, die später näher beschrieben wird.

Obenstehende Textfigur 44 zeigt eine photographische Abbildung des Wehres vom Unterwasser aus gesehen (ZfB. 1887, S. 619, Bl. 72—TFF. 1903).

„ Fig. 2. Betonwehr mit Quaderverkleidung und schiefem Abschussboden über die Dora Baltea, für einen Speisekanal des Cavour-Kanals (Bewässerungskanal in Italien). Der zwischen zwei Spundwänden eingeschlossene Wehrkörper hat eine Breite von ca. 5 ½ m. Das anschliessende Sturzbett besteht auf eine Breite von 8,1 m aus einer mittels Spundwand abgeschlossenen Betonschüttung mit Quaderverkleidung, worauf noch eine Steinschüttung folgt (HZ. 1873, Bl. 559—AB. 1886, Bl. 9).

„ Fig. 3. Betonwehr mit Quaderverkleidung des Kraftwerkes Evenstad in Norwegen. Der auf Felsgrund stehende Wehrkörper hat eine grösste Höhe von nahezu 14 m, und ist überdies noch mit einem Nadelwehr-Aufsatz versehen (ZfB. 1900, Bl. 51).

„ Fig. 4. Betonwehr ohne Verkleidung im Rhein bei Rheinfelden (Schw. Bztg. 1896—ZfB. 1901, S. 103).

„ Fig. 5—5 a. Betonwehr in der Wupper für das Wasser- und Elektrizitätswerk der Stadt Solingen. Das Bauwerk steht teils auf Fels-, teils auf Kiesgrund, wobei die bezw. in Fig. 5 und Fig. 5 a ersichtlichen Gründungsarten zur Anwendung kamen. Der Wehrkörper besteht aus ungepflastertem Stampfbeton und der Sturzboden, anschliessend an den Abfallboden zunächst aus einer gleichfalls ungepflasterten Verlängerung des Betonfundaments des Wehrkörpers, dann aus einer gepflasterten Steinschüttung von 4,5 m Breite, worauf noch ein ungepflasterter Steinwurf folgt. Auf der Oberwasserseite befindet sich ein Vorboden, bestehend aus einer konkav geböschten abgepflasterten Steinschüttung (ZfB. 1904, Bl. 32).

Ein weiteres Beispiel eines solchen in neuerer Zeit ausgeführten Betonwehres von eigenartiger Anordnung zeigt die nebenstehende Textfigur 45. Es ist dies die Wehranlage für das Wasserwerk des Freih. v. Faber an der Rednitz in Stein bei Nürnberg. Dieses Bauwerk ruht auf Felsboden, und wurde durch Abschliessung der Baugrube durch Fangedämme im Trockenen hergestellt. Hierbei wurde zuerst die Sohle, welche Vertiefungen bis zu 1 m zeigte, mittels Stampfbeton sorgfältig geebnet, und darauf der eigentliche Wehrkörper zwischen hölzernen Verschalungswänden aufgeführt. Dies geschah durch schichtenweises Einstampfen von Beton

Fig. 45.

1: 129.

Betonwehr über die Rednitz in Stein bei Nürnberg.

mittels eiserner Stössel. Nach Erhärtung des Betons und Entfernung der Schalung wurden alle sichtbaren Flächen mit einer wasserdichten Putzschicht überzogen.

Das Wehr hat eine Gesamtlänge von 50 m und eine Höhe von 3,2 m, bei 2 m Überdruck. In der Mitte befindet sich eine später besprochene Freischleuse von 6 m Lichtweite und 1,54 m Höhe welche von zwei kräftigen Betonpfeilern eingefasst ist.

Die Anlagekosten beliefen sich auf 24000 Mk., wovon zwei Drittel auf die Betonarbeiten, und ein Drittel auf die Abdämmung, Wasserhaltung und sonstige Nebenarbeiten entfielen („Der Bautechniker, Wien 1895" — ZfT. 1895, N:o 29).

Manchmal werden die vom Wasser berührten Flächen der Betonwehre mit Holzbekleidung versehen, was namentlich bei geschiebeführenden Flüssen erforderlich sein kann, wenn nicht eine Werksteinverkleidung zur Anwendung kommt. Beispiele dieser Art sind die folgenden:

Taf. 4, Fig. 6. Überfallwehr des Elektrizitätswerkes an der Sihl bei Zürich. Da der Untergrund hier aus Moränenschotter besteht, so ist ausser der Wehrkrone auch der Sturzboden auf 5,5 m Breite in Holz abgedeckt. Der doppelte Bohlenbelag des letzteren ruht auf einem Holzrost der in der Moräne durch Eisenstangen verankert ist (ZfB. 1901 S. 112).

„ Fig. 7. Betonwehr mit Holzbekleidung in der Etsch des Kraftwerkes Meran-Bozen (ZfB. 1901, S. 126).

Bezüglich der Anwendung von Eisenbeton im Wehrbau mögen folgende Beispiele angeführt werden:

Taf. 4, Fig. 8—8c. Wehranlage des Elektrizitätswerkes von Avignonnet im Flusse Drac. Dieses grossartige Überfallwehr hat von der untersten Kante der Fundamente bis zur Wehrkrone eine Höhe von 26,25 m und von der Unterwasserfläche bis zur Wehrkrone eine Höhe von 16,75 m. Der Wehrkörper besteht aus Beton, mit einer Quaderverkleidung von 0,5 bis 0,6 Dicke an den vom Wasser berührten Flächen. Da der Felsboden sich in so grosser Tiefe befindet, dass die Niederführung der Fundamente bis zu demselben untunlich war, so geschah die Gründung in der in Fig. 8 ersichtlichen Weise auf festem Schotter, der mit Sand gemischt und vollkommen wasserdicht ist.

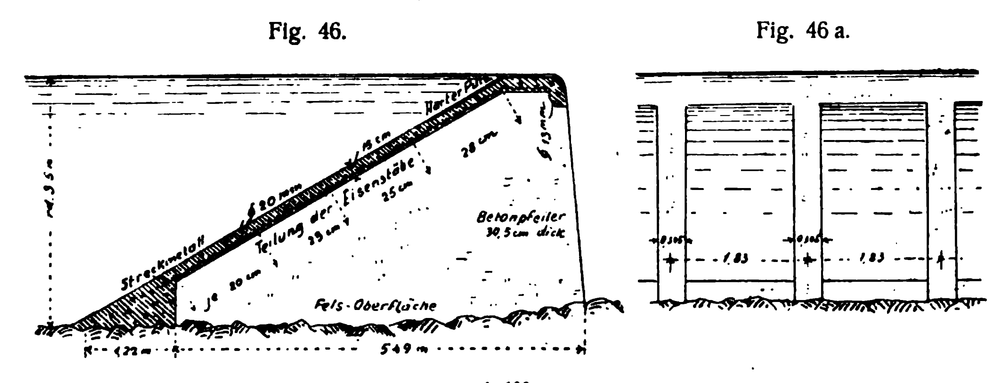
Der Sturzboden besteht aus einer in der Verlängerung des konkaven Abschussbodens gelegenen Decke aus Eisenbeton (armiertem Beton) von 20 m Breite, die entsprechend Fig. 8 a auf einem Gerippe von Betonmauern von 1,4 m Dicke ruht. Dadurch dass dieser Sturzboden stromabwärts ansteigt, fällt der denselben verlassende Wasserstrahl erst in einer Entfernung von 20 m auf der Flussohle auf. Letztere ist unterhalb des Betonsturzbettes noch durch einen Steinwurf befestigt. Fig. 8 b und 8 c zeigen die Anordnung des Eisengerippes der armierten Decke bezw. auf der Strecke BC und AB (GC. 1903, 14 Nov., N:o 1118, S. 18, Pl. II).

Eine eigenartige Anwendung von Eisenbeton zeigt die in nachstehenden Textfiguren 46—46 a ersichtliche, im Jahre 1903 ausgeführte Wehranlage in Theresa (New-York). Das Bauwerk ist auf festem Felsen aufgeführt, hat eine Länge von 36,6 m, eine Sohlenbreite von 6,71 m und eine Höhe von 3,5 m.

Der Wehrkörper besteht hier aus einer Reihe von Betonpfeilern von 30,5 cm Dicke, 5,49 m Länge in der Stromrichtung und einem gegenseitigen Abstand von 1,83 m von Mitte zu Mitte, die stromaufwärts im Verhältnis $1 : 1\frac{3}{4}$ geböscht und hier durch eine übergelegte Eisenbetonplatte von 15 cm Stärke und einen am Fusse vorgebauten massiven Betonkörper von 1,22 m Breite und 0,6 m Höhe mit einander verbunden sind. Die Platte erstreckt sich auch über die Krone, wo sie durch einen Betonbalken abgeschlossen, und mit hartem Putz überdeckt ist.

Die Eiseneinlagen der Platte bestehen in der Richtung quer über die Pfeiler aus sog. Thacher-Eisen (Rundeisen mit Einkerbungen) von 20 mm Stärke, die entsprechend dem nach unten zunehmenden Wasserdrucke von oben nach unten in vier Gruppen, jede mit je 5 Stäben mit bezw. 28, 25, 23 und 20 cm Abstand angeordnet sind. Der Beton der Platte besteht aus 1 Raumteil Portlandcement, 2 Teilen Sand und 4 Teilen Kalksteinschotter. Für den Fuss des Dammes und für die Pfeiler wurde der Beton im Verhältnis 1 : 3 : 6 bereitet.

Fig. 46. Fig. 46 a.



1: 100.
Eisenbeton-Wehr in Theresa (New York).

Die Pfeiler sind am Felsen durch eiserne Bolzen von 0,9 m Länge und 30 mm Dicke verankert; doch wurde an den Stellen wo die Oberfläche des Felsens besonders rauh war diese Verankerung fortgelassen. Der den Abschluss der Krone bildende 15 × 20 cm starke Betonbalken erhielt eine Armierung bestehend aus zwei Rundeisen von 13 mm Durchmesser. Bei Hochwasser liegt der Wasserspiegel etwa 1,8 m über der Krone.

Die Erbauung des Wehres geschah in 18 Arbeitstagen mit durchschnittlich 10 Mann, in welcher Zeit auch die Herstellung des Fangedammes und die Beseitigung des alten Holzwehres eingeschlossen ist. Die gesamte Menge des angewendeten Betons betrug 95 cbm. Die Kosten dieses Bauwerkes sollen nicht wesentlich höher gewesen sein, als für ein Holzwehr gleicher Grösse (Engg. Nws. 1903, 5. Nov. — DB. 1904, S. 20 — Beton & Eisen 1904, S. 21).

Die Wangen der halbmassiven und massiven Wehre sind von gleicher Art wie die früher besprochenen massiven Wangen der hölzernen Wehre.

b. Bewegliche Wehre.

Bewegliche Wehre werden an Stellen angelegt, wo eine zeitweilige Senkung des aufgestauten Wasserspiegels erforderlich ist. Dies ist namentlich dort der Fall, wo bei der erforderlichen Wehrhöhe durch Hochwässer schädliche Überschwemmungen eintreten könnten, sowie dort wo Flösse durchgelassen werden sollen, und wo bei höheren Wasserständen für die Schiffahrt ein Aufstau nicht erforderlich ist, sodass die zeitraubende Benutzung der für den Durchgang der Schiffe sonst erforderlichen Kammerschleuse vermieden werden kann.

Im allgemeinen bestehen die beweglichen Wehre aus einfachen Wänden, deren einzelne Teile zur Vergrösserung des Durchflussprofils entweder in lotrechter Richtung gehoben, oder um eine wagrechte oder lotrechte Achse gedreht werden. Zur ersteren Art gehören die Dammbalkenwehre, Schützenwehre und Nadelwehre, und zur letzteren Art die Klappenwehre. Ausserdem gibt es noch besondere, zu keiner dieser Kategorien gehörende Wehrarten, wie das in neuerer Zeit zur Anwendung gekommene Walzenwehr. Ferner unterscheidet man auch bewegliche Wehre die von Hand oder mit Maschinenkraft zu öffnen sind, und solche die sich selbsttätig öffnen, eventuell auch schliessen.

Die beweglichen Wehre müssen für den wasserdichten Abschluss gegen die Sohle einen festen Unterbau erhalten, der entweder ganz unter der Sohle liegt oder sich entsprechend hoch über dieselbe erhebt, und nach Art der festen Wehre aus Holz oder aus Mauerwerk, bezw. Beton, mit entsprechender Versicherung gegen Unterspülung und Auskolkung des Sturzbodens, ausgeführt ist. Den seitlichen Abschluss bilden entweder Wangen gleicher Art wie bei den festen Wehren, wodurch sich die beweglichen Wehre an die Ufer anschliessen, oder Pfeiler, welche den Anschluss an die festen Wehrteile vermitteln, wenn das Stauwerk teils fest teils beweglich ist.

Dem Zwecke nach dienen die beweglichen Wehre entweder als eigentliche Wehre in Flüssen, wobei sie sich über den ganzen Fluss oder über einen grösseren Teil desselben erstrecken, oder bezwecken dieselben als sog. Schleusen ein zeitweiliges Öffnen eines kleineren Teiles fester Wehre (Freischleusen oder Freiarchen, und Grundschleusen oder Grundablässe), oder ein zeitweiliges Schliessen der vom Oberwasser abgezweigten Leitungen (Einlass-Schleusen), sowie den Aufstau des Wassers in Bewässerungskanälen (Stauschleusen). Anlagen gleicher Art werden auch für den Abschluss der Deichöffnungen (Auslass-Schleusen, Entwässerungsschleusen — siehe „Wasserbau“ IV. Teil), sowie bei den Schiffahrtskanälen als Speise- und Entlastungsschleusen (siehe „Wasserbau“ II. Teil) benutzt.

Dammbalkenwehre.

Bei diesen Wehren besteht die stauende Wand, je nach der Stützweite und Druckhöhe, aus hochkantig auf einander gestellten Bohlen (Setzbohlen, Einlegpfosten), oder aus auf einander gelegten Balken (Einlegbalken), die sich an den Enden gegen hölzerne Ständer (Griesständer) oder steinerne Pfeiler (Griespfeiler) stützen, und in an diesen angebrachten Falzen gesenkt und gehoben werden können. Letzteres geschieht durch Handkraft oder mittels Winden oder Krane, wobei die Bohle oder der Balken gleichzeitig an zwei mit

Haken etc. versehenen Punkten gefasst wird. Hierdurch kann der Stau beliebig geregelt werden. Ausserdem kann auch die Beseitigung der ganzen Wand auf einmal selbsttätig durch den Wasserdruck geschehen.

Die Dammbalkenwehre haben den Vorteil der Einfachheit und Billigkeit, jedoch den Nachteil der Unbequemlichkeit der Handhabung, namentlich bei grösserer Stützweite. Da zur Beseitigung der Balken ein verhältnismässig grosser Zeitaufwand erforderlich ist, so kann dies bei plötzlich eintretendem Hochwasser zu Überschwemmungen Anlass geben.

Taf. 4, Fig. 8—8 b. Setzbohlen-Entlastungsschleuse beim Zuleitungskanal der Borker Heide. Die Bohlen greifen hier zur Vermeidung des Verwerfens mit Feder und Nut in einander, was aber gewöhnlich bei Dammbalkenwehren nicht üblich ist. Zum Emporziehen der Bohlen sind dieselben entsprechend Fig. 8 a und 8 b mit Haken versehen, in welche die Enden eines entsprechend Fig. 8 über Rollen laufenden Zugseils eingehängt werden (ZfB. 1856, Bl. 11).

„ Fig. 9—9 e. Selbsttätiges Setzbohlenwehr als Aufsatz auf einem festem Wehre. Die erste Bohle b_1 lehnt sich am Widerlager gegen eine lotrechte eiserne Stange a, welche mit dem unteren Ende in eine Bodenplatte gesteckt ist und oben in eine mit dem Handrad S versehene Schraubenspindel endet, wodurch die Stange emporgezogen werden kann. Zur Deckung der Fuge gegen das Widerlager wird ein kürzeres Bohlenstück c benutzt (Fig. 9 b). Am unteren Ende stützt sich die Bohle b_1 gegen einen durch die stellbare Strebe s gestützten, daher umlegbaren — oder sonst auch festen — Ständer e. Die folgende Bohle b_2 stützt sich mit dem einen Ende gegen die vorhergehende, und mit dem anderen wieder gegen einen solchen Ständer u. s. w.

Wird daher die Stange a emporgezogen, wodurch die Bohle b_1 auf jener Seite die Stütze verliert, so wird dieselbe durch den Wasserdruck abgeschwenkt, wodurch wieder die folgende Bohle b_2 die bezügliche Stütze verliert und fortgeschwemmt wird u. s. w. Da die Bohlen durch die Ketten k mit den unteren Enden der Streben s verbunden sind, so werden diese von den fortgeschwemmten Bohlen ausgerückt und die Ständer e niedergelegt (ÖW. 1884, S, 181).

„ Fig. 10. Selbsttätiges Setzbohlenwehr mit zwei Bohlenreihen über einander, wobei die obere Reihe zuerst, unabhängig von der unteren beseitigt werden kann. Zu dem Behufe werden die ersten zwei über einander stehenden Bohlen b und b' am Widerlager wie im vorigen Falle durch eine in lotrechter Richtung verschiebbare Stange festgehalten, welche hier auf der Oberwasserseite liegt und mit je zwei Haken z_1 und z_2 versehen ist, die in entsprechende, an den Bohlen befestigte Ringe eingreifen. Durch Niederschieben der Stange werden diese Verbindungen gelöst, und zwar zuerst bei der oberen Bohle wo die Zapfen kürzer sind, worauf erst nach fortgesetzter Bewegung der Stange die untere frei werden kann. Im Übrigen geschieht die Stützung der Bohlen in gleicher Weise wie im vorigen Falle, nur müssen hier die Ständer e so hoch sein, dass sie auch die obere Bohlenreihe stützen (ÖW. 1884, S. 181).

„ Fig. 11—11 c. Das Mláker-Wehr im Neubach bei Wittingau in Böhmen. Diese Wehranlage ist aus einem in der Stromrichtung laufenden festen Überfallwehr *AB* (Fig. 11) und zwei winkelrecht dagegen liegenden beweglichen Wehren *AC* und *DB* gebildet. Letzteres ist ein Setzbohlen-Wehr von der in den Figuren 11 b bis 11 c ersichtlichen Anordnung, nämlich entsprechend Fig. 11 b aus einem festen Überfallwehr als Unterbau, und einem Setzbohlen-Aufsatz bestehend, wobei sich die Bohlen gegen Griesständer in Form von beweglichen hölzernen Böcken nach Poirée's System stützen, die in die Wehrkrone niedergelegt werden können.

Fig. 11 d zeigt die Art der Handhabung der Bohlen mittels eines Wehrhakens *H*, und Fig. 11 e die Art des Aufstellens der durch Klappen zu einer Laufbrücke mit einander verbundenen Böcke (AB. 1897, Bl. 36).

Taf. 4, Fig. 12—12 a. Setzbohlenwehr mit eisernen Poirée'schen Böcken im Moskva-Flusse bei Pererva. Hier ist vor jedem Bock ein hölzerner Ständer niedergesenkt, welcher in der Mitte der Länge nach mit einer Leiste versehen ist, wodurch die für die Bohlen *b* erforderlichen Falze gebildet sind. Die gegenseitige Entfernung der Böcke beträgt 1,25 m. Zum Fassen der Bohlen sind dieselben mit je zwei durchgeschobenen hölzernen Zapfen versehen, und werden zum Heben und Niederschieben derselben zwei Stangen mit Haken benutzt (Zdl. 1882, Taf. XXXI).

„ Fig. 13—13 b. Setzbohlenwehr mit beweglichen Böcken von Janicki. Diese Böcke bestehen aus doppelten Rahmen, welche in der Stromrichtung niederzulegen sind, und von Streben gestützt werden, die sich an der Sohle gegen eiserne Schuhe mit Gleitrinne stemmen (Fig. 13). Beim Ausrücken der Streben gleiten dieselben in die Rinnen und der Bock fällt nieder. Zum Aufrichten der Böcke und zum Einlegen und Ausheben der Bohlen dient entsprechend Fig. 13 a ein fahrbarer Kran, der auf einem über die Böcke gelegten Gleis bewegt wird (AB. 1884, Bl. 48).

Als Beispiel eines Dammbalkenwehres gewöhnlicher Art diene die in nachstehenden Textfiguren 47—47 b dargestellte Schleuse des früher beschriebenen Betonwehres über die Rednitz in Stein bei Nürnberg. Das Ausheben der Balken geschieht hier durch zwei Mann von den Pfeilern aus, mittels Wehrhaken.

Fig. 47.

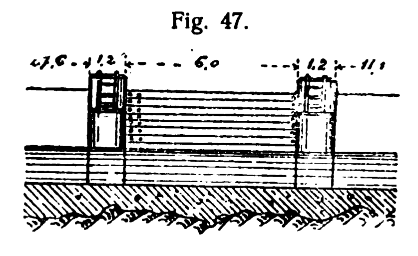
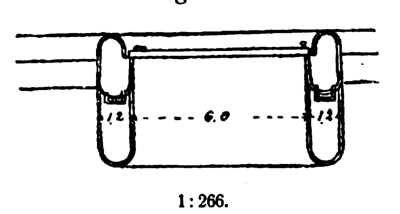
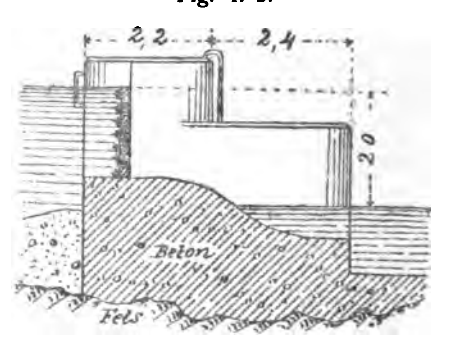


Fig. 47 a.



1:266.

Fig. 47 b.



1:133.

Dammbalkenschleuse beim Wehr über die Rendnitz in Stein bei Nürnberg.

Taf. 5, Fig. 1—1 c. Auslass-Schleuse mit Dammbalken von 6,5 m Länge im Haffstaudeich der Eindeichung des Memeldeltas. Die Balken werden von der über die Schleuse führenden Fahrweg-Brücke aus gehandhabt. Fig. 1 b und 1 c zeigen die Anordnung und Aufhängung der Balken (ZfB. 1902, Bl. 14).

„ Fig. 2—4 a. Verschiedene Arten der Aufhängung der Dammbalken, behufs Einsetzens und Emporziehens derselben. Der Balken wird hierbei an zwei Punkten erfasst, und ist derselbe an diesen Punkten, um die Dichtigkeit des Verschlusses nicht zu beeinträchtigen, mit versenkten umlegbaren Ringen (Fig. 2), Haken (Fig. 3) oder Bolzen (Fig. 4) versehen, welche entsprechend

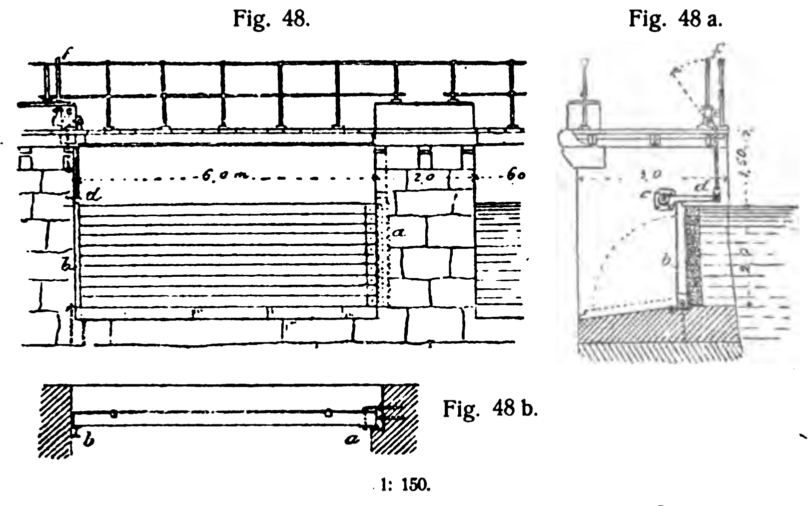


Fig. 2 mittels eines Wehrhakens erfasst, und durch diesen unmittelbar, oder mittels einer angehängten Kette und Winde oder Kran emporgezogen werden. Beim Einlegen im Wasser werden zur Überwindung des Auftriebes die Balkenenden mittels angesetzter Pfosten niedergestossen.

„ Fig. 5—5 a. Dammbalken mit Rollen beim Dammbalkenwehr an der Einfahrt zum Flosshafen der Moldau auf der Kaiserwiese in Prag. Das Wehr dient zur Absperrung des 11,0 m weiten Einlaufes zum Hafen gegen Hochwasser und Eisgang. Die 11,5 m langen Einlegbalken haben einen Querschnitt von 25 × 30 cm und sind zur Erleichterung des Aufziehens am Anschlag mit Rollen versehen, wodurch statt des sonst vorkommenden gleitenden, hier rollender Reibungswiderstand zu überwinden ist. Die Bewegung geschieht mittels zweier Krane von einen über den Falzen laufenden leichten eisernen Steg aus (AB. 1899, S. 5).

„ Fig. 6. Selbstätiges Dammbalkenwehr, wobei sich die Balken *a* einerseits gegen einen festen Falz, am anderen Ende aber gegen einen beweglichen Ständer *b* stützen, welcher unten um ein Scharnier drehbar ist, am oberen Ende dagegen durch einen Riegel *c* aufrecht erhalten wird. Sobald daher der Riegel zurückgezogen wird, fällt der Ständer um, und die Balken werden durch den Wasserdruck zur Seite geschwenkt. Um ihr Fortschwemmen zu verhindern kann jeder derselben mittels einer Kette auf der Seite des festen Falzes angehängt sein.

Eine solche Anordnung erhielten z. B. die Dammbalken-Aufsätze der Talsperre des in neuerer Zeit erbauten Stauweihers von Wierowitz in Mähren (Textfig. 48—48 b).



1: 150.

Selbstöffnende Dammbalken-Aufsätze bei der Talsperre des Stauweihers von Wierowitz.

Diese Anlage besteht aus vier Überfallöfnungen von je 6 m Weite, deren jede mit 2 m hohen Dammbalken-Aufsätzen versehen ist. Die Balken sind entsprechend der Zunahme des Wasserdruckes von oben nach unten zu dicker dimensioniert, und lehnen sich mit dem einen Ende an den Vorsprung *a* des gemauerten Pfeilers, mit dem anderen dagegen an einen **I** Eisen-Ständer *b*, welcher am unteren Ende gegen eine horizontale Drehungsachse, und am oberen gegen einen Vorsprung des Hebels *cd* gestützt ist. Wenn daher durch Bewegung des Handhebels *fe* mittels der Zugstange *ed* der Hebel *cd* gehoben wird, so fällt der Ständer *b* um, und wird hierbei durch eine am unteren Ende desselben angebrachte Winkeleisen-

Knagge der unterste Balken, und damit auch die anderen, etwas gehoben und durch den Wasserdruck fortgerückt. Dieselben legen sich dann an Ketten hängend, an das entgegengesetzte Widerlager (ÖM. 1895, S. 177).

Taf. 5, Fig. 7—7 b. Dammbalkenwehr von Girardon, angewendet in der Loire. Hier stützen sich die 4 m langen Dammbalken mit dem einen Ende gegen die festen Falze der 8 m weiten Öffnung, und mit dem anderen gegen einen gemeinsamen, in der Mitte der Öffnung befindlichen beweglichen Ständer, bestehend aus einem von der umlegbaren Strebe *s* gestützten, unten mit einer Drehachse versehenen **T** Eisen. Wenn daher diese Strebe durch die Kette *k* vom Widerlager aus losgerückt wird, so fällt der Ständer um, und die Balken werden nach den Widerlagern hingeschwemmt, wo sie durch die Ketten *m* festgehalten werden (ZfB. 1879, Bl. N—AB. 1884, Bl. 48).

„ Fig. 4. Dammbalkenwehr mit drehbarem Widerlags-Ständer. Die Dammbalken *a* stützen sich hier gegen den um eine lotrechte Achse in die punktierte Lage drehbaren Ständer *b*. Derselbe wird durch vorgelegte Keile oder andere Sperrvorrichtungen in der gezeichneten Lage erhalten.

Der Ständer kann auch zum Ausheben eingerichtet sein, indem er mit dem unteren Ende in eine im Boden angebrachte Vertiefung gesteckt wird (vergl. Taf. 4, Fig. 9 b—9 c). Diese Anordnung hat aber den Nachteil, dass die Vertiefung durch Sinkstoffe leicht verstopft wird.

Schützenwehre.

Die Schützenwehre bestehen aus Wänden, welche wie bei den Dammbalkenwehren durch Griesständer oder Griespfeiler von einander geschieden sind, in deren Falzen aber zusammenhängende Bohlen- oder Blechtafeln, von grösserer Höhe (sog. Schützen) eingelegt sind, und in lotrechter Richtung auf und nieder geschoben werden. Die Schützen sind ein- oder mehrteilig, letztere aus zwei oder mehreren über einander gestellten Tafeln bestehend.

Besondere Arten bilden die aus lose an einander gefügten Stäben zusammengefügten, auf- und abzurollenden Rolladenschützen, sowie die aus einem Zylindersegment mit wagrechter Achse bestehenden Zylinderschützen, die durch Bewegen um diese Achse gehoben und gesenkt werden.

Die für die Schützentafeln als Stützen dienenden Griesständer oder Griessäulen sind gewöhnlich fest, und sind dann mit dem oberen Ende an einem durchgehenden wagrechten Holm (Griesholm) und mit dem unteren Ende an einer Grundschwelle (Fachbaum) befestigt, sowie stromabwärts durch Streben gestützt. Anstatt fester Griesständer werden aber an Stellen wo dieselben zeitweise hinderlich wären (bei Eisgang etc.) bewegliche Losständer oder Böcke verwendet, die bezw. aus dem Wasser emporgezogen, oder auf die Wehrsohle niedergelegt werden können.

Die Bedienung der Schützen geschieht von einem Gehsteg (Laufsteg) oder einer Fahrbrücke aus, für welche bei mehreren Öffnungen entweder Konsolen an den Griesständern, besondere Joche, bezw. Steinpfeiler, oder bewegliche Böcke angeordnet sind.

Die Bewegung der Schützen geschieht je nach der erforderlichen Kraft, aus freier Hand, mittels eines Hebels (Wuchtbaums), oder mittels Winden verschiedener Konstruktion, wobei die Schütze entweder an Ketten oder an Zahnstangen hängt. Die letztere Anordnung hat den Vorteil, dass dabei auf die Schütze auch von oben ein Druck ausgeübt werden kann, was mitunter, bei Klemmungen durch Eisbildung etc., erforderlich ist.

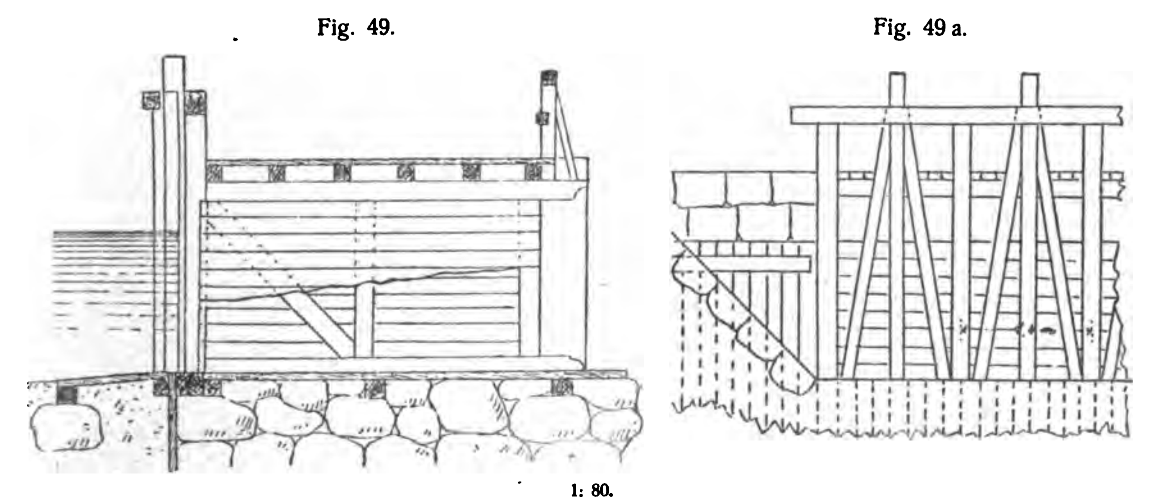
Zur Erleichterung des Aufziehens kann der Reibungswiderstand in den Falzen durch Anbringung von Rollen zwischen Schütze und Falz vermindert werden (Rollschützen), nebstdem man aus diesem Grunde die Schütze auch aus mehreren von einander unabhängig aufzuziehenden Teilen bestehen lässt, oder derselben die Form eines Zylindersegments gibt, auf dessen Achse der Wasserdruck übertragen wird.

Gewöhnliche hölzerne Schützen.

Taf. 5, Fig. 9—10. Kleinere Schützenwehre (Stauschleusen), wie solche z. B. bei den Bewässerungsanlagen an der Aurach bei Waizendorf und am Izfluss bei Baunach in Anwendung sind. Man verwendet zu dem Zwecke auch Schützen aus Blech (Frdr.).

„ Fig. 11—14a. Emporziehen kleinerer Schützen mittels Hebel. Bei den Anordnungen Fig. 11 bis Fig. 13 wird nach jedem Hub des Hebels *H* der Vorsteckzapfen versetzt, wobei die Schütze durch den Wasserdruck in der jeweiligen Lage erhalten wird. — Fig. 13—13a ist eine in den nordischen Ländern

Fig. 49. Fig. 49 a.



1: 80.

Schützenwehr am Hjelmarn-See bei Rosenholm (Schweden).

bei den Einlass-Schleusen von Werkkanälen u. s. w. oft angewendete Anordnung. Die Schütze hängt hier an einem hölzernen Stiel *a*, in welchem eine gelochte Flacheisenstange eingelassen ist. Diese Löcher dienen zum Einsetzen einer gabelförmigen Klinke *b*, wodurch die Schütze in beliebiger Höhe festgehalten wird, während zum Emporziehen eine eiserne Stange *H* als Hebel zur Anwendung kommt, welche unter der Gabel in eines der Löcher gesteckt und gegen den

Rücken *d* gestützt wird. Auf der entgegengesetzten Seite stützt sich der Schützenstiel gegen eine Rolle *r*. Eine solche Einrichtung ist beispielsweise bei der in vorstehenden Textfiguren 49—49a ersichtlichen Schützenwehr-Anlage zur Regelung der Wasserstände im Hjelmarn-See bei Rosenholm in Anwendung (IFF. 1887).

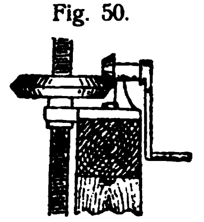
Taf. 5, Fig. 15—15a. Schützenwehr mit gemauerten Griespfeilern (Haupteinlassschleuse zu den Bewässerungsanlagen am Itzfluss bei Baunach). Die Aufzugsvorrichtung besteht aus einer Zahnstange, welche durch ein Zahnradgetriebe mit Kurbel in Bewegung gesetzt wird (Frdr.).

„ Fig. 16—16a. Gewöhnliches Zahnstangengetriebe, mit Zahnrad-Vorgelege (Ch.-Pr.).

„ Fig. 17. Aufzugsvorrichtung bei der Wehr-Anlage bei Hyndevad am Hjelmarn-See. Die Schützen haben auch hier nur einen hölzernen Stiel, an dem aber eine Zahnstange angeschraubt ist, in welche ein mittels Schnecke und Kurbel bewegtes Zahnrad eingreift. Die Wehrjoche bestehen hier aus durchbrochenen Gusseisenständern (IFF. 1887).

„ Fig. 18. Aufzugsvorrichtung für kleinere Schützen, bestehend aus einer Schraubenspindel, welche durch eine am Griesholme aufsitzende, mit Handhaben versehene Schraubenmutter in Bewegung gesetzt wird.

Fig. 50.



Schraubenaufzug für Schützen.

Statt dessen kann es bequemer sein, den in nebenstehender Textfig. 50 ersichtlichen Kurbelapparat anzuwenden (Ch.).

„ Fig. 19—19c. Grösseres Schützenwehr zusammen mit einer hölzernen Strassenbrücke, deren Joche die Griesständer tragen (Einlass-Schleuse zu den Meliorationsanlagen der Borker Heide). Die Schützen sind mit zwei Ketten an einer hölzernen Welle angehängt, durch deren Drehung die Bewegung der Schützen geschieht. Fig. 19b—19c zeigt die Anordnung der für die Aufzugswelle angewendeten Sperrvorrichtung, bestehend aus einem am Ende der Welle befestigten Sperrad *a*, in welches ein an der Griessäule angebrachter Sperrkegel *b* eingreift. Die Bewegung der Welle geschieht mittels zweier Vorsteckhebel, wie in der folgenden Figur zu ersehen (ZfB. 1856, Bl. 8 & 9 — AB. 1852, Bl. 495).

„ Fig. 20—20a. Hölzerne Aufzugswelle, welche auf dem Griesholme in eisernen Lagern ruht. Beim Emporziehen der Schütze werden zwei Hebel *c* und *d* abwechselnd in die entsprechenden Löcher der Welle gesteckt. Durch die Sperrvorrichtung *abg* wird die Schütze in beliebiger Höhe festgehalten (Pr.).

„ Fig. 21—21b. Schleusenwehr am Oosbach in Baden, wobei jede Schützenkette auf einer besonderen eisernen Trommel aufgewickelt wird, von denen je zwei auf einer gemeinsamen Welle sitzen. Die Trommel (Fig. 17b) besteht aus zwei Scheiben mit dazwischen genieteten Speichen aus Rundeisen, zwischen denen die Aufzugshebel durchgesteckt werden. Die Trommeln sind mit der gleichen Sperrvorrichtung versehen, wie im vorigen Falle (AB. 1853, Bl. 550).

Die nachstehenden Textfiguren 51—51d zeigen eine zweckmässige und oft angewendete Anordnung des Bewegungsmechanismus bei Schützen mit doppelter Zahnstange. Der Antrieb geschieht durch ein Zahnrad-Vorgelege, das durch eine Schnecke mit Kurbel in Bewegung gesetzt wird. (Uhland, Der prakt. Masch. Constr. 1893, S. 14). —

Um eine grössere Kraft zu entwickeln wird anstatt der Kurbel auch ein Handrad von grösserem Durchmesser mit radialen Handhaben wie bei den Steuerrädern angesetzt (ZdI. 1900, S. 1348 — ÖZ. 1892, Taf. XL — ZfB. 1900, Bl. 56).

Ein anderes Schützenwehr ähnlicher Art zeigt die aus den folgenden Textfiguren 52 & 52a ersichtliche Stauschleusen-Anlage in der Ocker bei Müden.

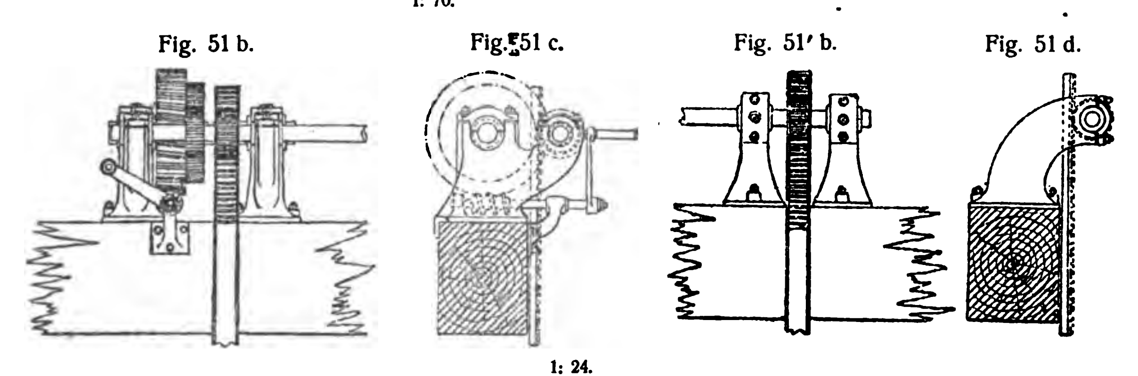
Dieselbe besteht aus zwei Öffnungen von je 9,0 m Weite, mit einem gemauerten Zwischenpfeiler *P* von 2,5 m Dicke. Jede dieser Öffnungen ist durch acht Losständer in neun Schützenfelder von je 1,3 m Weite geteilt. Die Schützen bestehen aus Bohlen von 8 cm Dicke und hängen an einem kräftigen hölzernen Stiel an welchem eine eiserne Zahnstange befestigt ist. Der Antrieb der letzteren geschieht durch Bewegung des Schneckenrades *m*, bezw. durch Ansetzen der Kurbel *K* bei *c*, wodurch das Zahnradpaar *n* und damit das die Zahnstange betätigende Zahnrad *z* in Bewegung gesetzt wird. Auf der Rückseite lehnt sich der Schützenstiel gegen die Leitrollen *R*, *u* und *v*, erstere gegenüber dem Zahnrad *Z*, während die letzteren auf einem besonderen Gerüst angebracht sind.

Die Losständer bestehen aus Blech und Winkeleisen und hängen mittels Gelenke an der die Öffnung überspannenden Blechbrücke. Von denselben sind je zwei durch Quer- und Diagonalverbände zu einem Rahmen vereinigt, welcher durch eine über die Rollen *r* und *s* laufende Kette *e* unter die Brücke emporgezogen werden kann. Dies geschieht durch Aufwinden der Kette auf die Trommel *T*, welche durch das Schneckenrad *o*, bezw. durch Ansetzen der Kurbel *K* bei *d* in Bewegung gesetzt wird (HZ. 1883, Bl. 31 & 32).

Fig. 51. Fig. 51 a.

1: 70.

Fig. 51 b. Fig. 51 c. Fig. 51' b. Fig. 51 d.



1: 24.

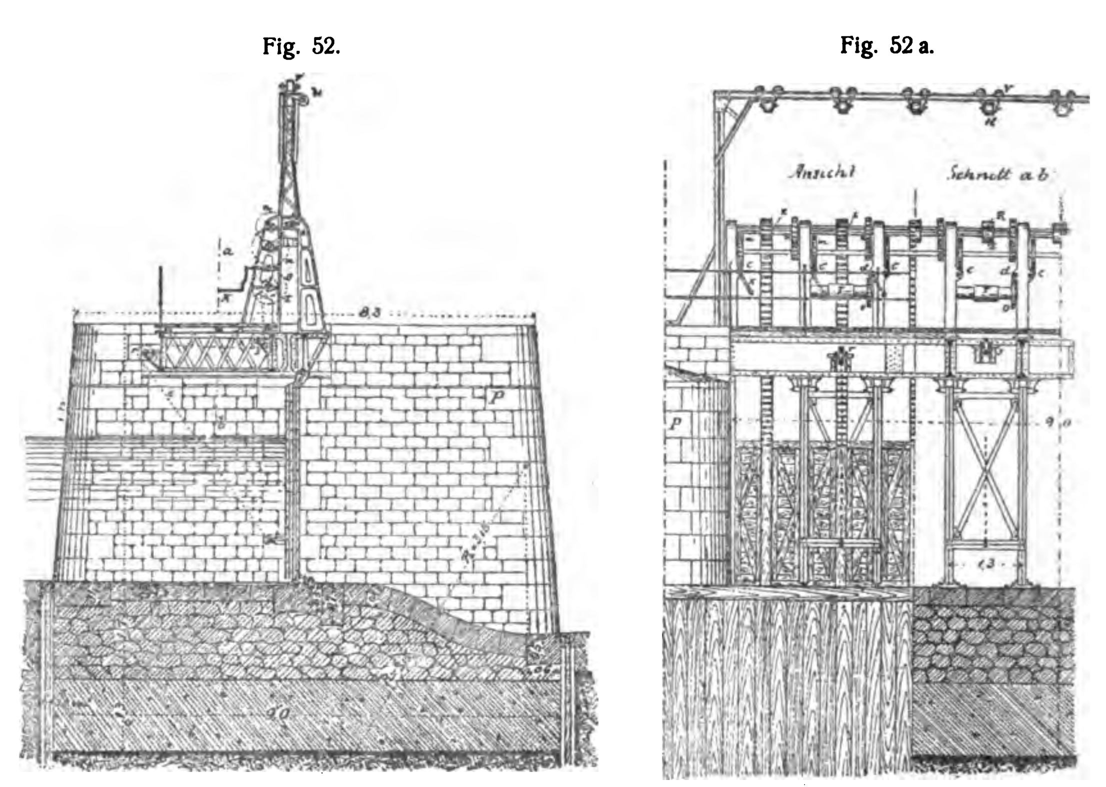
Schleuse bei der Wasserkraft-Anlage der Domäne Senftenberg zu Lititsch in Böhmen.

Taf. 5, Fig. 22—22 c und
Taf. 6, Fig. 1. Schützenwehr mit aufzuklappenden Schützen in der Oder bei Oppeln (Oder-Kanalisierung). Die 1,92 m breiten und 2,5 m hohen Schützen bestehen aus Bohlen von 0,1 m Dicke und werden hier an je zwei in Kugellagern hängenden Schraubenspindeln durch einen Mechanismus gehoben, dessen Einzelanordnung in Taf. 6, Fig. 1 zu ersehen ist. Beim Anheben wird die Kurbel zuerst am Zapfen *A*, und nach Abnahme des Widerstandes zur Beschleunigung des

Hebens bei *B* angesetzt. Die Schützen sind in drei Viertel der Höhe mit Scharnieren versehen, so dass der untere Teil, wie in Fig. 22 punktiert angedeutet, emporgeklappt werden kann (AB. 1898, Bl. 4).

Taf. 6, Fig. 2—2 h. Schützenwehr mit Losständern im fürstlichen Park zu Pless (Preussen). Diese Anlage besteht aus einer freien Öffnung von 9,45 m zwischen den gemauerten Wangen, welche durch zwei Losständer in drei Schützenfelder geteilt ist. Die Schützen haben 3,17 m Breite und 1,03 m Höhe, und sind aus gespundeten Bohlen von 9 cm Dicke zusammengesetzt. Dieselben hängen an zwei Ketten von 8 mm Dicke, welche über zwei Rollen zu einer über der Mitte der Schütze befindlichen Windetrommel geführt sind, und von denen die eine

Fig. 52. Fig. 52 a.



1: 135.
Stauschleuse in der Ocker bei Müden.

zum wagrechten Einstellen der Schütze mit einem Schraubenschloss versehen ist (Fig. 2). Der Bewegungsmechanismus ist aus Fig. 2 c—2 e zu ersehen. Die Bedienung der Schützen geschieht von einer, auf der Seite des Oberwassers gelegenen eisernen Brücke aus, welche die ganze Öffnung überspannt, und unter welche die Losständer emporgeschwenkt werden (Fig. 2 a). Letztere bestehen aus einem ⊢⊣ Eisen von 177. 84. 8 mm mit zwei angenieteten Winkeleisen von 59. 59. 8 mm (Fig. 2 b), und hängen oben in einem Gelenk (Fig. 2 a, 2 f, 2 g), während sie sich unten gegen einen gusseisernen Schuh stützen (Fig. 2 f, 2 h). Das Aufziehen der Losständer bedingt hier mit Rücksicht auf den Eisgang keine Schwierigkeit, da das Aufeisen bei eintretendem Tauwetter stets rechtzeitig erfolgen kann.

Um dem Auftriebe entgegenzuwirken sind die Schützen mit wagrechten Flacheisen als Ballast beschlagen (ZfB. 1888).

Eiserne Schützen und Rollschützen.

Die eisernen Schützen bestehen aus einem Walzeisenrahmen (aus L-, ⊔- oder ⊢⊣ Eisen), mit eventuellen Zwischenriegeln und der darüber gelegten, aus flachem Blech, Wellblech oder aus Bohlen bestehenden Abdeckung.

Zur Minderung des Widerstandes beim Aufziehen werden grössere Schützen oft mit Rollen versehen, mit denen sie sich gegen die Laufflächen der Falze stützen, wodurch statt des gleitenden der bedeutend kleinere, rollende Reibungswiderstand zu überwinden ist. Bezeichnet nämlich P den Druck der Schütze gegen die Falze und f den Reibungskoeffizienten für gleitende Reibung, so ist die zum Anheben gewöhnlicher gleitender Schützen erforderliche Kraft:

$$K = fP,$$

worin f etwa $= 0{,}5$ bis $0{,}6$. Dagegen ist bei Rollschützen, wenn f_1 den Hebelarm der rollenden Reibung und R den Rollenhalbmesser bezeichnet, bei Anwendung von Walzen ohne Zapfenreibung:

$$K = \frac{f_1 P}{R},$$

und bei Anwendung von Rädern mit Zapfen vom Halbmesser r, wenn μ der Reibungskoeffizient für Zapfenreibung:

$$K = \frac{(f_1 + \mu r) P}{R},$$

worin $f_1 = 0{,}48$ bis $0{,}87$ mm, $\mu = 0{,}2$ bis $0{,}5$, und r nebst R in mm auszudrücken sind.

Da die Rollschützen mit den Griesständern nur an den Aufliegepunkten der Rollen in Berührung kommen, so sind bei denselben zur Erreichung eines dichten Wasserabschlusses besondere Vorrichtungen erforderlich.

Taf. 6, Fig. 3—3 b. Schützenwehr in der Saale bei Fohrbau (Oberfranken), mit Schützen aus Wellblech und Griesständern aus Gusseisen. Die Schützen bestehen aus einem Winkeleisenrahmen von 3,60 m lichter Weite und 1,07 m Höhe, welcher mit Wellblech abgedeckt, und an den Seiten behufs dichten Anschlusses an die Griessäulen, mit Holzleisten belegt ist. Die Aufzugsvorrichtung besteht aus zwei Zahnstangen z, welche durch eine an die Zahnrad-Welle K angesetzte Kurbel gehoben oder gesenkt werden. Hierbei werden die Zahnstangen durch die an den Griesständern befestigten Federn f gegen die Zahnräder angedrückt (Frdr.).

„ Fig. 4—4 d. Schützenwehr mit eisernen Schützen im fürstlichen Park zu Pless (nach dem Entwurfe von Danckwerts). Diese Anlage besteht aus zwei Öffnungen von je 6,0 m lichter Weite, mit einem hölzernen Zwischenpfeiler, welche Öffnungen mit Schützen von 1,66 m Höhe versehen sind. Dieselben bestehen aus einem äusseren Rahmen nebst zwei wagrechten Zwischenriegeln aus ⊢⊣ Eisen, und einer Blechabdeckung von 6 mm Stärke. Zur Vermeidung von Wasseransammlungen auf dem Stege eignen sich jedoch für die wagrechten Träger besser ⊓ Eisen. Die Wangen bestehen aus einem hölzernen Bohlwerk, und ist auch die über die Öffnungen führende Brücke aus Holz.

Die Aufzugsvorrichtung ist hier von gleicher Art wie bei Fig. 2. Um aber mit einem solchen Apparat den Aufzug so grosser Schützen zu ermöglichen, war es notwendig dieselben mit einer Rollvorrichtung zu versehen. Zu dem Behufe sind die hölzernen Griesständer mit ⊢⊣ Eisen belegt, auf welchen die Rollen laufen, und sind seitlich neben den Rollen, welche sich auf dem Flansch der Griesständer lotrecht bewegen (Fig. 4 d), in den hölzernen Teil der letzteren Flachschienen *a* keilförmig eingelassen, sodass sie in 2 m Höhe über dem Fachbaum um 50 mm in das Holz zurücktreten. Ebenso sind die lotrechten Endträger des Schützenrahmens keilförmig nach unten zulaufend hergestellt, indem von einem ⊔ Eisen der eine Flansch abgeschnitten, der Steg keilförmig bearbeitet, und ein Winkeleisen wieder angenietet ist. Dadurch ist bewirkt, dass die Schütze nur solange als sie unten auf dem Fachbaum aufsitzt, dicht schliesst. Sobald sie aber nur ein wenig lotrecht angehoben wird, entsteht zwischen den beiden schräg geneigten Dichtungsflächen ein Spielraum, welcher die rollende Reibung der Laufrollen wirksam werden lässt. Damit aber bei niedergelassener Schütze an den Gleitflächen nur eine so weit gehende Berührung stattfinde, als für den Abschluss des Wassers erforderlich, und der Wasserdruck dabei von den Rollen aufgenommen werde, so sind letztere in ihrer Entfernung von der Schützenwand entsprechend Fig. 4 b stellbar, indem sie in einem auf keilförmigen Gleitflächen anliegenden Rahmen sitzen, welcher durch Drehen der Schraubenspindel *f* mittels eines Stockschlüssels gehoben oder gesenkt werden kann (ZfB. 1888).

Taf. 6, Fig. 5—5 a. Grundablässe der Wehranlage des Elektrizitätswerkes Hagneck (Schweiz). Dieses neuere Stauwerk befindet sich am unteren Ende des bei Hagneck gelegenen, den Aare-Fluss mit dem Bieler See verbindenden Entwässerungskanals, und bezweckt die Nutzbarmachung der hier zur Verfügung stehenden Wasserkraft durch die im Lageplan Fig. 5 ersichtliche, an einem besonderen Werkkanal ausgeführte Turbinenanlage.

Die Wehranlage erstreckt sich über eine Gesamtbreite von 63,4 m und besteht aus vier Öffnungen, die zwischen zwei kräftigen, auf Beton bis tief unter die Flussohle gegründeten Widerlagern an beiden Ufern eingebaut sind. An das Widerlager rechts schliesst sich zunächst eine Flossgasse mit langgestrecktem Ablauf. Dieselbe wird durch eine Schütze abgeschlossen, die in der Nähe des Wasserspiegels eine Eisschütze zum Ablassen des Eises bei Eisgang trägt und mithilfe eines Elektromotors gehoben werden kann. An diese Flossgasse schliessen sich zwei je 10 m weite Grundablässe mit etwa 3 m tiefer liegender Schwelle, die sich zwischen drei auf eisernen Senkkasten gegründeten Steinpfeilern befinden. Ihr Abschluss erfolgt entsprechend Fig. 5 a durch zwei eiserne Rollschützen von je 10 m Weite und 6,45 m Höhe, deren beträchtliches Gewicht durch Gegengewichte ausgeglichen ist, so dass sie durch zwei Elektromotoren mit verhältnismässig geringem Kraftaufwand gehoben werden können.

Der übrige Teil des Wehres von 23 m Weite ist in der später beschriebenen Art durch Rolladen zu schliessen.

Zur Vermeidung von Auskolkungen bei offenen Grundablässen wurde ihre Sohle etwa 3 m über die Sohle des Kanals gelegt und ein langer Abfallboden angeordnet (ZdI. 1901, II, S. 937).

„ Fig. 6—11 a. Verschiedene Rollschützen-Anordnungen. Bei Fig. 6 sind die Rollen am Griesständer angebracht. Die Dichtung geschieht hier mittels eines die Fuge überdeckenden, an der Schütze befestigten Lederstreifens (AB. 1856—57). — Fig. 7 zeigt die Anordnung einer hölzernen Rollschütze bei steinernen Griespfeilern, wobei die an der Schütze angebrachten Rollen längs eines am Pfeiler befestigten Winkeleisens laufen. Die Dichtung ist hier wie im vorhergehenden oder wie im folgenden Beispiel zu denken. — Fig. 8 ist eine Rollschütze mit eisernem Rahmen und Bohlenbelag, wobei am ersteren ausser den

zur Aufnahme des Wasserdruckes bestimmten Rollen *a* auch noch seitliche Führungsrollen *b* angebracht sind. Die Abdichtung geschieht hier mittels einer losen Holzleiste *e*, welche durch den Wasserdruck gegen die Schütze und den in den Griespfeiler eingemauerten Pfosten *f* gepresst wird. Dieselbe wird nur durch die Arme *d* und die dieselben übergreifenden Klammern *r* mit der Schütze lose in Verbindung erhalten (CBl. 1885, S. 8, 227). — Fig. 9 zeigt die Anordnung der in ähnlicher Weise gedichteten Patent-Rollschütze der Firma J. Heyn in Stettin, die sich bei vielen Ausführungen gut bewährt hat. — Fig. 10—10 b ist eine in Frankreich angewendete Anordnung von Boulé, wobei die den Druck übertragenden Rollen in Kugellagern laufen, wodurch der Reibungswiderstand möglichst reduziert ist, und wobei auch seitliche Führungsrollen angebracht sind. Die Rollen sind hier in die Schützentafel versenkt, so dass sie nur einen Spielraum von 4 mm übrig lassen (AdP. 1896, I. — CBl. 1902, 86). — Fig. 11—11 a ist gleichfalls eine französische Konstruktion, welche sich von den vorigen Anordnungen dadurch unterscheidet, dass die Rollen *R* hier als Walzen wirken, deren Lauffläche nicht nur mit dem Griespfeiler, sondern auch mit der Schütze in Berührung steht, so dass der Wasserdruck unmittelbar durch die Rolle und nicht wie sonst durch die Zapfen derselben auf die Griessäule übertragen wird. Die hierdurch vermiedene Zapfenreibung bedingt eine Minderung des Bewegungswiderstandes. Die Abdichtung geschieht hier durch ein gebogenes Blech *B* von 3 mm Dicke, das von dem Wasserdruck gegen das Mauerwerk gepresst wird. Fig. 11 a zeigt die Gesamtanordnung einer derartigen Einlass-Schütze von 5,25 m Breite zum Werkkanal des Elektrizitätswerkes Saut-Mortier am Ain-Flusse (GC. 1901, I, N:o 974, S. 232 — ZdI. 1901, II. S. 1632). — Fig. 12—12 a zeigt noch eine Anordnung, wobei die Schütze im geschlossenen Zustand am Griespfeiler dicht anliegt, vor dem Aufziehen aber mittels des Hebels *H* davon entfernt und so der Druck auf die Rollen übertragen wird (CBl. 1885, S. 228).

Mehrteilige Schützen.

Zur Erleichterung des Aufziehens und der Handhabung werden die Schützen auch aus mehreren von einander unabhängigen oder nur lose mit einander verbundenen Tafeln ausgeführt, so dass dieselben einzeln aufgezogen werden können. Derartige Schützen werden namentlich bei grösseren Stauhöhen oft zusammen mit Losständern angewendet. Die nachfolgenden Beispiele zeigen die gebräuchlichsten Anordnungen dieser Art.

Taf. 6, Fig. 13—16. Wehre mit zweiteiligen Schützen. Bei der Anordnung Fig. 13—13 a sind die zwei Tafeln *a* und *b* durch Ketten k_1 von so grosser Länge mit einander verbunden, dass erst nach dem Emporziehen des oberen Teiles bis zu entsprechender Höhe der untere Teil mitgenommen wird. Hierbei ist also nur eine Winde *c* und eine Doppelkette *k* zum Aufziehen, jedoch eine verhältnismässig hohe Lage der Winde erforderlich (Pr.). — Fig, 14 und Fig. 15 sind von gleicher Art wie die vorige Anordnung, wobei aber die beiden Schützenhälften unabhängig von einander jede für sich durch einen besonderen Aufzugapparat gehoben werden, und zwar werden bei Fig. 14 beide Teile durch Ketten aufgezogen, während bei Fig. 15 für den oberen Teil eine Zahnstange *z* benutzt wird (AB. 1867—Ch.). — Bei Fig. 16 schliesslich wird durch die Zahnstangen *z* zuerst der untere Schützenteil *b* gehoben, während welcher Bewegung der obere Teil *a* in seinen Falzen stehen bleibt. Erst wenn der Teil *b* mit seiner unteren Kante in gleiche Höhe kommt wie diejenige des oberen Teiles wird dieser von den vortretenden Haken *h* des unteren Teiles mitgenommen (Ch.).

Taf. 7, Fig. 1—1a. Mehrteiliges Schützenwehr in der Seine bei Port-à-l'Anglais. Diese von Boulé ausgeführte Anlage besteht aus eisernen Losständern in Form von beweglichen Poirée'schen Böcken, die um eine in der Stromrichtung liegende Drehachse auf die Wehrsohle niederzulegen sind. An diese durch eine Laufbrücke mit einander verbundenen Böcke sind die hölzernen, aus mehreren Bohlen zusammengefügten Schützentafeln *a* von 1,08 m Breite und 1,3 m Höhe angelegt. Dieselben sind mit einem Bügel versehen, woran sie durch die Kette einer fahrbaren Winde *W* mit Krahn gefasst werden. Die Fortschaffung der Tafeln geschieht auf kleinen Rollwagen *R* (Zdl. 1882, Taf. XXXI—GC. 1888—89, Tom. XIV, S. 24 — ZfB. 1883, Bl. 26).

„ Fig. 2—2c. Wehr mit hängenden Losständern und eisernen Einlegtafeln in der Elbe bei Pretzien, oberhalb Magdeburg. Diese grossartige, für eine grösste Stauhöhe von etwa 3 m berechnete Wehranlage bezweckt die zeitweilige Absperrung des rechtseitigen Elbarmes, der sog. „Alten Elbe" zum Schutze der in jener Niederung befindlichen Kulturen, zu Zeiten da die gesamten Wassermassen des Flusses ohne Gefahr für die linksufrige Niederung und die Stadt Magdeburg auf dieser Seite abgeführt werden können. Die Anlage besteht aus beiderseitigen gemauerten Widerlagern und neun Öffnungen von je 12,55 m lichter Weite, mit gemauerten Mittelpfeilern. Über diesen Pfeilern läuft eine zweiteilige Brücke, nämlich stromabwärts eine Blechbrücke von 0,86 m Höhe und 2,3 m Entfernung zwischen den Trägern, und neben derselben eine hölzerne Balkenbrücke. An dem einen Träger der eisernen Brücke hängen in Gelenken *c* (Fig. 2a) die aus zwei zusammengenieteten ⊔ Eisen bestehenden Losständer (Fig. 2b) von ⊢⊣ förmigem Querschnitt, 4,6 m Länge und 1,4 m gegenseitigem Abstand. Jede Öffnung hat 8 solche Ständer. Am unteren Ende stützen sich dieselben gegen einen am Fundament angeschraubten gusseisernen Schuh, unter Vermittlung einer Sperrklinke *ab* (Fig. 2a), welche durch die Kette *k* von der Brücke aus losgerückt werden kann, wodurch der Ständer frei wird, und durch dieselbe Kette nach dem Unterwasser zu, unter die Brücke emporgezogen werden kann. Hierdurch entsteht der Vorteil, dass die Ständer unbehindert von Wasserdruck und Eishindernissen emporgezogen werden können, und dass im Notfall das Wehr auch ohne vorheriges Aufziehen der Schützentafeln geöffnet werden kann. Ausserdem kann aber die Bewegung der Ständer auch nach vorne geschehen. Das Anziehen der Kette *k* geschieht durch eine fahrbare Winde *W*. Beim Einstellen wieder werden die Ständer zunächst durch eine vordere Kette gegen den etwaigen Wasserdruck nach dem Oberwasser zu gezogen und dann zurückgelassen, bis die Sperrklinke durch ihr Gewicht in den Schuh einfällt. Gegen seitliche Schwankungen sind die Ständer durch die in Fig. 2b ersichtlichen, nach dem angrenzenden Gelenk geführten Streben abgesteift.

Die Schützentafeln bestehen aus Buckelplatten *s* von 1,31 m Breite, 0,837 m Höhe und 6 mm Dicke, und werden mittels Haken *d* (Fig. 2c) lose an den Ständern festgehalten, so dass sie längs derselben gleiten können. Das Aufziehen und Niedersenken derselben geschieht durch je zwei Ketten *i* (Fig. 2b) welche an der Brücke eingehängt sind, und mit besonderen Schützenwinden in Verbindung gebracht werden.

Der Unterbau besteht aus einem zwischen Spundwänden eingefassten Mauerkörper von 3,8 m Höhe und 7,5 m Breite, welcher aus einem Betonfundament von 1,2 m Höhe und einem Bruchstein-Mauerkörper zusammengesetzt, und oben mit einer Quaderschicht von 0,8 m Dicke bekleidet ist. Unterhalb befindet sich ein mittels Steinschüttung und Spundwänden befestigtes Sturzbett von 29 m Breite, wovon die ersten 8 m mit grossen Pflastersteinen abgedeckt sind.

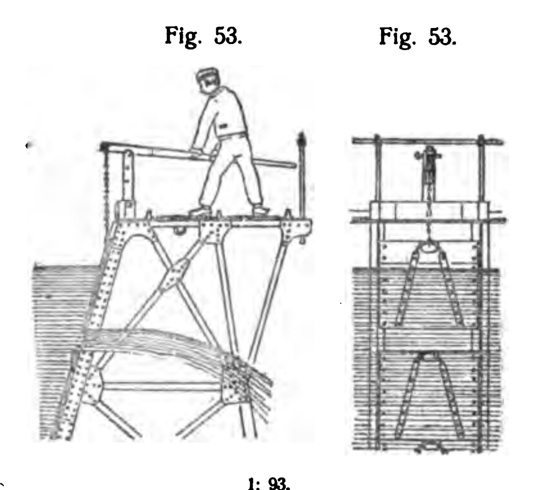
Das ganze Wehr kann mit Hilfe von 3 Ständerwinden und 8 Schützenwinden durch 20 Arbeiter in 8 Stunden geöffnet oder geschlossen werden. Die Anlagekosten betrugen 643,000 Mk (CBl. 1884, S. 513).

Rolladenschützen.

Taf. 7, Fig. 3—4. Rolladen-Wehr (Jalousie-Wehr) von Caméré in der Seine bei Suresnes. Bei diesem Wehrsystem wird der Raum zwischen je zwei Losständern (hier Poirée's Böcke) durch einen Rollvorhang (Rolladen) abgedeckt, welcher aus wagrechten, durch Gelenke mit einander verbundenen Holzstäben besteht. Die Stabdicke nimmt entsprechend der Zunahme des Wasserdruckes von oben nach unten zu, und ist am unteren Ende des Vorhanges ein gusseiserner Halbzylinder angehängt, teils als Ballast, um den Vorhang gehörig niederzuziehen, teils um damit dessen Aufrollen beim Emporziehen zu ermöglichen (vergl. Fig. 5 a & 5 b). Letzteres geschieht in der Art, dass der niedergelassene Vorhang mit dem oberen Ende durch zwei Ketten an einem abnehmbaren Geländer *a* hängt, während eine dritte Kette *AB* (Fig. 3) mit einem Ende am Geländer befestigt, dann um den Vorhang geschlungen und über eine am Geländer angebrachte Walze zu einer fahrbaren Winde auf der Laufbrücke geführt ist.

Der gegenseitige Abstand der Böcke beträgt hier 1,25 m und die aufgestaute Wassertiefe über $4\,^1/_2$ m. Fig. 4 zeigt eine Kombination der Systeme Boulé und Caméré, angewendet bei einem Teile desselben Wehres, wobei die Felder zwischen den Losständern abwechselnd mit Schützentafeln und mit Rollvorhängen geschlossen sind.

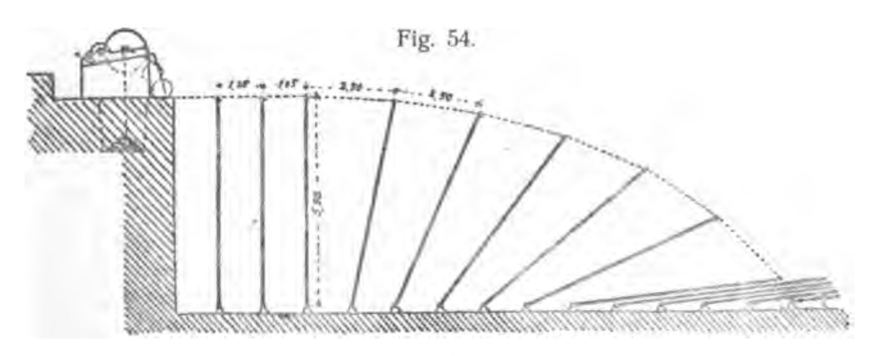
Zum teilweisen Ablassen des Wassers werden hier die obersten Schützentafeln entsprechend Textfig. 53—53 a mittels eines Hebels emporgezogen (souflage), während zum vollständigen Ausheben derselben ein Krahn wie in Fig. 13 a Taf. 4 benutzt wird. Zum Aufziehen der unteren Tafeln wird eine Winde angewendet.



1: 93.
Rolladen- und Schützenwehr bei Suresnes.
Aufziehen der obersten Schützen.

Das Niederlegen und Aufziehen der Wehrböcke geschieht hier entsprechend Textfig. 54 vom Widerlager aus, mittels einer von Hand bewegten Winde und einer durchlaufenden stellbaren Kette.

Der Unterbau dieses grossartigen Wehres besteht aus einem Mauerkörper von 15 m Breite und 6 m bezw. 4,64 m Tiefe an den Seiten stromauf- und abwärts,



1: 218.
Rolladen- und Schützenwehr bei Suresnes. Bewegung der Wehrböcke.

und in der Mitte (AdP. 1889, II. S. 86 — GC. 1888—89 Tom. XIV — CBl. 1883, S. 469 — ÖZ. 1893 S. 84).

Taf. 7, Fig. 5—5c. Rolladenwehr von Caméré und Lagréné, mit hängenden Losständern, in der unteren Seine bei Poses. Diese grossartige Wehranlage hat dem Wesen nach die gleiche Anordnung wie jene über die Elbe bei Pretzien (Fig. 2—2c), nur werden hier anstatt Schützentafeln zwischen den Losständern Rolladen angewendet. Die Anlage besteht aus Steinpfeilern von 4 m Dicke, 15,25 m Höhe und 34,0 m gegenseitigem lichtem Abstand, über welchen Pfeilern zwei eiserne Fachwerkbrücken, in einem gegenseitigem Abstand von 8,16 m von Mitte zu Mitte gelegt sind.

Die Losständer *s* haben eine gegenseitige Entfernung von 1,3 m, eine Länge von ca. 11 m, und sind in Gelenken an der unteren Brücke aufgehängt. Dieselben werden hier nach dem Oberwasser zu mittels der Winde W_1 unter die obere Brücke emporgezogen. Die Rolladen haben hier die gleiche Anordnung wie vorher beschrieben, bestehend aus Holzstäben von 1,14 m Breite 60 mm Höhe und 35 bis 70 mm Dicke, von oben nach unten zunehmend. Das Auf- und Abrollen derselben geschieht mittels der auf einer Laufbrücke beweglichen Winde W_2, welche Brücke über die umlegbaren Konsolen *k* den Losständern entlang ausgelegt ist. Soll ein bis über Wasser aufgerollter Vorhang beseitigt werden, so wird derselbe mittels der Winde *W* zur Fachwerkbrücke emporgezogen, und auf derselben zum Ufer geführt. Das perspektivische Bild Fig. 5c zeigt die Rolladen in verschiedenen Stadien (ZdI. 1882, Taf. XXXI—AB. 1886, Bl. 65).

„ Fig. 6. Rolladenwehr des Stauwerkes Hagneck (vergl. Taf. 6, Fig. 5—5a). Bei diesem Stauwerk wird die eine der vier Öffnungen mit Rolladen geschlossen, die sich gegen eiserne Griessäulen lehnen und mittels eines Kranes, der auf einer Brücke fahrbar ist, gehoben werden. Die Griessäulen, welche sich oben an die Brücke lehnen, sind unten mit eisernen Gelenken versehen, und können bei Hochwasser in die mit punktierten Linien angedeutete Lage auf die Wehrsohle niedergelegt werden (ZdI. 1901, II, S. 937).

Zylinderschützen.

Bei diesen Schützen bildet die den Wasserdruck aufnehmende Tafel ein mit der konvexen Seite nach dem Oberwasser zu gekehrtes Zylindersegment mit wagrechter Achse, um welche sich die Schütze bewegt. Hierdurch erwächst der Vorteil, dass der Druck auf die Achse übertragen wird, so dass beim Heben der Schütze nebst dem Eigengewicht nur der Widerstand der Zapfenreibung, oder bei Anwendung von Gegengewichten nur dieser letztere Widerstand zu überwinden ist. Die Zylinderschützen werden in Holz oder in Eisen ausgeführt, und besteht im ersteren Falle die Schützentafel aus Bohlen, im letzteren Falle aus flachem Blech oder aus Wellblech.

Hölzerne Zylinderschützen werden z. B. in Amerika (als sog. Taintor-Schützen) mit der in nebenstehenden Textfiguren 55—55a ersichtlichen Anordnung benutzt. Bei dieser speziell bei der Kanalisierung des Rock-River angewendeten Ausführung befinden sich auf eine lichte Weite von 6,4 m zwischen je zwei Steinpfeilern drei Schützen, die durch je zwei speichenartige Rahmen jede mit ihrer Welle in Verbindung stehen, deren Achslager an einem gemeinsamen über die Öffnung gelegten Träger angebracht sind. Letzterer ist ein nach zwei Achsen armierter Holzbalken. Das Heben und Senken der Schützen erfolgt von einer

Brücke aus, durch eine auf Gleisen fahrbare Winde, die von einem einzigen Arbeiter bedient wird.

Bei dieser Anordnung kann das Heben wesentlich erleichtert werden, wenn die Achse des Zylindersegmentes etwas höher als die Drehachse gelegt wird, da dann durch den Wasserdruck ein nach oben drehendes Moment ausgeübt wird (ZfB. 1896, Ergänzungsheft, S. 35).

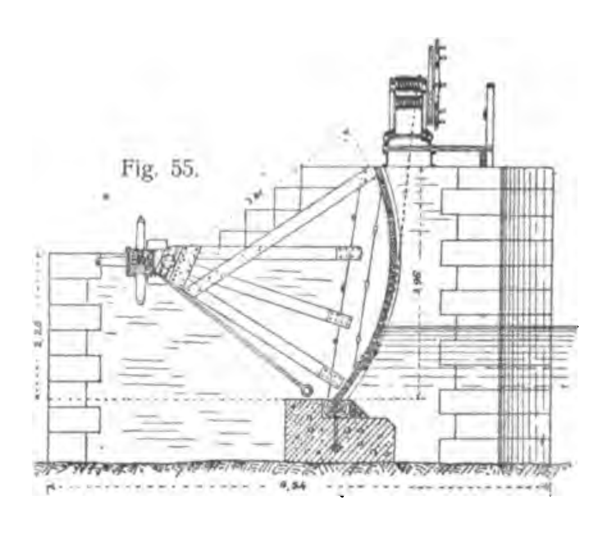
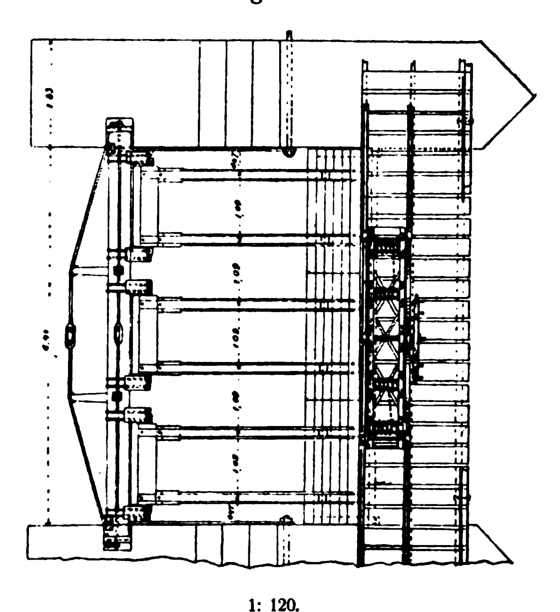


Fig. 55.

Fig. 55 a.



1: 120.

Taintor-Schützenwehr in Rock-River.

Taf. 7, Fig. 7. Zylinderwehr im Werderschen Mühlgraben in Berlin. Diese im Jahre 1896 ausgeführte Wehranlage umfasst eine Wehröffnung von 12 m Weite, welche durch vier Zylinderschützen von je 3 m Länge und 1,87 m Höhe geschlossen ist. Dieselben sind aus Wellblech hergestellt und hängen an je zwei Ketten, die am unteren Ende der Schütze befestigt sind und oben über eine Rolle zur Winde führen, die mittels eines Schneckenrades von einem Manne gehandhabt werden kann. An zwei anderen Ketten sind Gegengewichte angebracht. Von den Endpunkten der Schütze führen radiale Schenkel zur Drehachse, die an eisernen Ständern gelagert ist. Ein segmentartiger, eiserner Bogen *B*, der an der oberen Speiche der Schütze befestigt ist, und sich in einer Nut am Ständer bewegen kann, dient dazu die Schütze mithilfe von Vorsteckbolzen in jeder beliebigen Lage festzuhalten, und dadurch die Ketten zu entlasten. Die Winde wird von einem am Ständer angebrachten Stege aus bedient. Zum Hinaufziehen aller vier Schützen sind ungef. 4 Minuten erforderlich (CBl. 1896, S. 388 — ÖZ. 1897, S. 416).

„ Fig. 8. Zylinderwehr im Schiffahrtskanal von der Rhone nach Cette bei seiner Kreuzung mit dem Flusse Lez. Dasselbe bezweckt die Abschliessung der beiden Arme des Kanals während der Anschwellungen des Flusses, um ein Versanden des Kanals zu verhindern, und besteht aus einer Zylinderschütze von ca. 5 m Höhe, 7,6 m Länge und 3,8 m Halbmesser, welche in der Hauptsache aus einem 8 mm starken Blech, und vier dasselbe tragenden wagrechten, 1,05 m von einander entfernten ⊢⊣ Eisen zusammengesetzt ist. Das Blech ist aus-

serdem an den Kanten durch Winkeleisen verstärkt, von welchen das untere noch dazu dient die Anschlagfläche gegen die feste Sohlenschwelle zu vergrössern. Die Drehachse wird von zwei an den Enden angebrachten Zapfen von 250 mm Durchmesser gebildet, die in je zwei 2,5 m von einander entfernten Lagern ruhen.

Gegenüber der Schütze befindet sich zur Ausgleichung ihres Gewichtes auf jeder Seite ein gusseisernes Gegengewicht G, und zur Ausgleichung des Auftriebes des jeweilig eintauchenden Teiles der Schütze ein hölzerner Kranz K, welche Teile nebst den sie tragenden radialen Armen gegen Beschädigung durch die Fahrzeuge in Nischen der Widerlager versenkt sind.

Für gewöhnlich sind diese Durchlässe geöffnet, wobei sich die Schütze über der Wasserfläche, mit einer lichten Durchfahrtshöhe von 3,8 bis 4,15 m, befindet. Die Bewegung der Schütze geschieht mittels zweier kalibrierten Ketten, welche in einer Rille des Kranzes aufgerollt sind, und mittels einer Winde bewegt werden. Ein Arbeiter ist imstande die Schütze in 40 bis 60 Sekunden zu schliessen, während zum Öffnen zwei Mann und ein Zeitaufwand von 4 bis 5 Minuten erforderlich sind. Bei einem früher zu gleichem Zwecke benutzten Dammbalkenwehr waren hierzu 3 bis 4 Stunden erforderlich (CBl. 1893, S. 72).

Berechnung der Setzbohlen-, Dammbalken- und Schützenwehre.

Taf 7, Fig. 9. Berechnung der Bohlen und Balken. Die Setzbohlen, Dammbalken und die Bohlen der gewöhnlichen Schützen können als frei aufliegende Träger mit gleichförmig verteilter Belastung berechnet werden. Ist daher L die Stützweite einer Bohle, z und z_1 die Entfernung ihrer untersten Kante vom bezw. Oberwasser- und Unterwasserspiegel, b die Höhe der Bohle, und γ das Gewicht der Raumeinheit Wasser, so ist der gesamte Wasserdruck gegen eine oberhalb der Unterwasserfläche befindliche Bohle:

$$G = \gamma L \left[\frac{z^2}{2} - \frac{(z-b)^2}{2}\right] = \gamma b \frac{L}{2} (2z - b),$$

und für eine unterhalb dieser Wasserfläche liegende Bohle

$$G = \gamma \frac{L}{2} \left\{ [z^2 - (z-b)^2] - [z_1^2 - (z_1 - b)^2] \right\} = \gamma b L (z - z_1).$$

Das grösste Biegungsmoment der Bohle ist dann:

$$M = \tfrac{1}{8} GL,$$

und wenn k die zulässige Inanspruchnahme des Materials, so ergibt sich die erforderliche Dicke c der Bohle aus:

$$k \tfrac{1}{6} bc^2 = \tfrac{1}{8} GL, \text{ daher}$$

$$c = \tfrac{1}{2} \sqrt{\frac{3\,GL}{kb}},$$

worin k etwa $= 60$ kg/qcm angenommen werden kann.

In gleicher Weise werden auch die Rahmenstücke und Zwischenriegel der eisernen Schützen berechnet.

„ Fig. 10. Berechnung der Ständer. Bezeichnet B die gegenseitige Entfernung der Ständer von Mitte zu Mitte, so ist bei einer Wassertiefe h der vom Oberwasser gegen einen Ständer ausgeübte Wasserdruck:

$$P = \gamma B \frac{h^2}{2},$$

und der entgegengesetzt wirkende Druck des Unterwassers von der Tiefe h_1

$$P_1 = \gamma B \frac{h_1^2}{2}.$$

Ferner ist, wenn mit p der gesamte Druck oberhalb der Höhe x bezeichnet wird:

$$\frac{p}{P} = \frac{(h - x)^2}{h^2},$$

$$p = P \frac{(h - x)^2}{h^2},$$

und nachdem der obere Stützendruck des Ständers in der Höhe l:

$$A = P \frac{h}{3\,l},$$

so ist das vom Oberwasser ausgeübte Biegungsmoment in der Höhe x:

$$M_1 = A\,(l - x) - p\,\frac{h - x}{3} = \frac{P}{3\,h^2 l}\,[h^3\,(l - x) - l\,(h - x^3].$$

Demnach ist das Biegungsmoment an derselben Stelle mit Rücksicht auf den beiderseitigen Wasserdruck:

$$M = \frac{P}{3\,h^2 l}\,[h^3\,(l - x) - l\,(h - x)^3] - \frac{P_1}{3\,h_1^2 l}\,[h_1^3\,(l - x) - l\,(h_1 - x)^3] \quad . \; . \; 1)$$

Daraus ergibt sich für $\frac{dM}{dx} = o$ die Lage des grössten Biegungsmomentes:

$$x = \frac{1}{P - P_1}\left\{Ph - P_1 h_1 - \sqrt{(Ph - P_1 h_1)^2 - \frac{P - P_1}{3\,l}\,[Ph^2\,(3\,l - h) - P_1 h_1^2\,(3\,l - h_1)]}\right\} \quad . \; . \; 2)$$

Dieser Wert in die Gleichung 1) eingesetzt, ergibt den Wert des grössten Biegungsmomentes max M. Für $P_1 = o$ wird

$$x = h\left(1 - \sqrt{\frac{h}{3\,l}}\right) \text{ und}$$

$$\max M = \frac{Ph}{3\,l}\left(l - h + \frac{2\,h}{3}\sqrt{\frac{h}{3\,l}}\right) \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; 3)$$

Es ergibt sich dann bei angenommener Breite a des Ständerquerschnittes die erforderliche Dicke d desselben aus:

$$k\,\tfrac{1}{6}\,ad^2 = \max M$$

$$d = \sqrt{\frac{6 \max M}{ka}} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; 4)$$

Nadelwehre.

Diese Wehre bestehen aus einer Reihe von in aufrechter Stellung dicht neben einander in das Wasser niedergeschobenen Bohlen oder Latten (sog. Nadeln), die sich unten gegen einen Falz (Schwelle), und über Wasser gegen einen Träger (Nadellehne) stützen.

Die Nadeln erhalten einen rechteckigen oder quadratischen Querschnitt, dessen Seitenlängen zwischen etwa 5 und 15 cm betragen, und dem Wasserdruck

entsprechend bemessen werden. Gewöhnlich wird die Dicke der ganzen Länge nach konstant angenommen, man kann aber, wie dies stellenweise geschehen, zur Minderung des Gewichtes auch die Dicke von der Stelle des grössten Biegungsmomentes nach beiden Enden abnehmen lassen. Mitunter werden die Nadeln oben mit Löchern versehen und mittels einer durchgezogenen Leine oder eines Drahtseils mit einander verbunden. Man kann dann das Wehr teilweise öffnen, ohne die Nadeln ganz herauszuziehen, indem einzelne derselben nur soviel angehoben werden, dass sie die Schwelle verlassen, worauf sie vom Wasser fortgeschwemmt werden, jedoch an der Leine hängen bleiben. Man kann dann auch bei plötzlich eintretendem Hochwasser grössere Teile des Wehres, durch Fortnahme der oberen Stütze, auf einmal öffnen. Man gibt den Nadeln (auch dort wo sie lotrecht stehen könnten) eine kleine Neigung gegen die Vertikale, um bei niedrigem Wasserstand ein Umfallen derselben durch den Winddruck oder durch zufällige Stösse zu vermeiden.

Das Einsetzen und Herausnehmen, sowie die Fortschaffung der Nadeln geschieht gewöhnlich von Hand, allein bei grösseren Stauhöhen werden hierzu Winden, Krane und Rollwagen verwendet. Im ersteren Falle sind die Nadeln am oberen Ende zu einer Handhabe abgerundet, während sie behufs Hebung mittels Winde mit einem eisernen Bügel versehen sind.

Die den Nadeln am oberen Ende als Stütze dienenden Träger bestehen entweder aus festen hölzernen oder eisernen Balken oder aus Eisenstäben (Winkeleisen, Flacheisen, Rundeisen oder Röhren), welche in gewissen gegenseitigen Abständen von festen Pfeilern oder Jochen, oder von beweglichen Böcken gestützt werden. Diese tragen dann auch — wie bei den Schützenwehren — die zur Bedienung der Nadeln erforderliche Lauf- oder Dienstbrücke. Die gegenseitige Entfernung dieser Stützpunkte richtet sich nach den möglichen Abmessungen der Pfeiler und Träger, und kann bei festen Pfeilern ziemlich gross angenommen werden (bis zu etwa 10 m), wogegen die beweglichen Böcke nur eine gegenseitige Entfernung von etwa 1,0 bis 2,0 m zu erhalten pflegen, was dadurch bedingt ist, dass sowohl die Böcke als auch die Träger und der Bohlenbelag der Laufbrücke behufs leichter Handhabung in den Abmessungen möglichst beschränkt sein müssen.

Die Nadelwehre haben gegenüber den Schützenwehren den Vorteil grösserer Einfachheit, sowie dass dieselben ohne Anwendung einer festen Dienstbrücke, für beliebige Flussbreiten unter gänzlicher Freimachung des Flusses bei Hochwasser, Eisgang etc. benutzt werden können. Dagegen haben dieselben den Nachteil kleinerer Dichtheit und eines grösseren Zeitaufwandes zum Öffnen und Schliessen des Wehres sowie, dass die Nadeln, um nicht zu schwer und unhandlich zu werden in nassem Zustand kein grösseres Gewicht als etwa 30 kg erhalten dürfen. Da aber dieses Gewicht bei etwa 4 m Länge erreicht wird, so bedingt dies eine wesent-

liche Beschränkung der Stauhöhe. Sonst aber sind die Nadelwehre infolge ihrer Einfachheit in Anlage und Bedienung sehr beliebt und viel angewendet.

Nadelwehre mit festen Pfeilern.

Bei diesen Wehren bestehen die Pfeiler aus hölzernen oder eisernen Jochen, manchmal wohl auch aus Mauerwerk. Erstere können an Stellen in Frage kommen, wo die Joche nicht durch schwere Eisgänge und andere schwimmende Gegenstände der Zerstörung ausgesetzt sind.

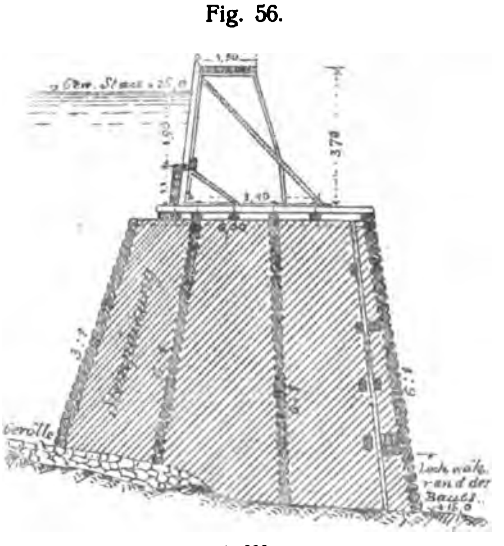
Taf. 7, Fig. 11—11a. Nadelwehr mit festen hölzernen Jochen am Firing-Wasserfall in Norwegen. Die am Felsboden mittels Steinschrauben befestigten Joche *B* haben eine gegenseitige Entfernung von 5 m. Die Nadeln *n* lehnen sich über Wasser gegen den hölzernen Balken *a* und an der Sohle gegen die hölzerne Schwelle *b*. Die Dienstbrücke besteht aus über die Joche gelegten Balken mit Bohlenbelag (NTT. 1884).

„ Fig. 12. Nadelwehr der Staustufen des Bandak-Kanals in Norwegen, angewendet bei Sandboden. Die Böcke haben hier einen gegenseitigen Abstand von 4 m (ZfB. 1900, S. 531).

Taf. 8, Fig. 1—1a. Nadelwehr mit festen eisernen Böcken am Firing-Wasserfall in Norwegen, in der Verlängerung des Wehres Taf. 7, Fig. 11. Die Böcke *B* bestehen hier aus trapezförmigen Rahmen aus 55 mm dickem Quadrateisen, welche unten unmittelbar im Felsboden befestigt sind. Dieselben haben einen gegenseitigen Abstand von 2 m und sind durch Balken *a* mit einander verbunden, gegen welche sich die Nadeln oben anlehnen, während unten hierzu wieder die Schwelle *b* dient. Als Laufbrücke dienen die über die Böcke gelegten Bohlen *c* (NTT. 1884).

„ Fig. 2. Nadel- und Dammbalkenwehr mit festen eisernen Böcken, als Aufsatz auf einem Steinkistenwehr bei der Staustufe Eidsfos des Bandak-Kanals in Norwegen. Hier besteht der untere Teil des beweglichen Wehres auf 2,1 m Höhe aus Dammbalken, die mit eingezogenen Eisenstangen beschwert sind und unabhängig von den darüber befindlichen, 2,5 m langen Nadeln mittels einer Winde an Kabeln hochgezogen werden können (ZfB. 1900, S. 531).

Fig. 56.



1: 200.
Wehr bei Ulefos.

Nebenstehende Textfigur 56 zeigt das Gesamtprofil einer solchen Wehranlage des Kanals von Ulefos nach Strengen. Der feste Teil des Wehres ist eine Steinkiste von 6 m Kronenbreite mit vier Längswänden aus Rundholz die durch Querwände gegen einander abgesteift sind. Das Nadelwehr besteht aus festen eisernen Böcken gleicher Art wie im vorigen Beispiel, welche in gegenseitigen Entfernungen von 5 m auf einem Balkenrost auf-

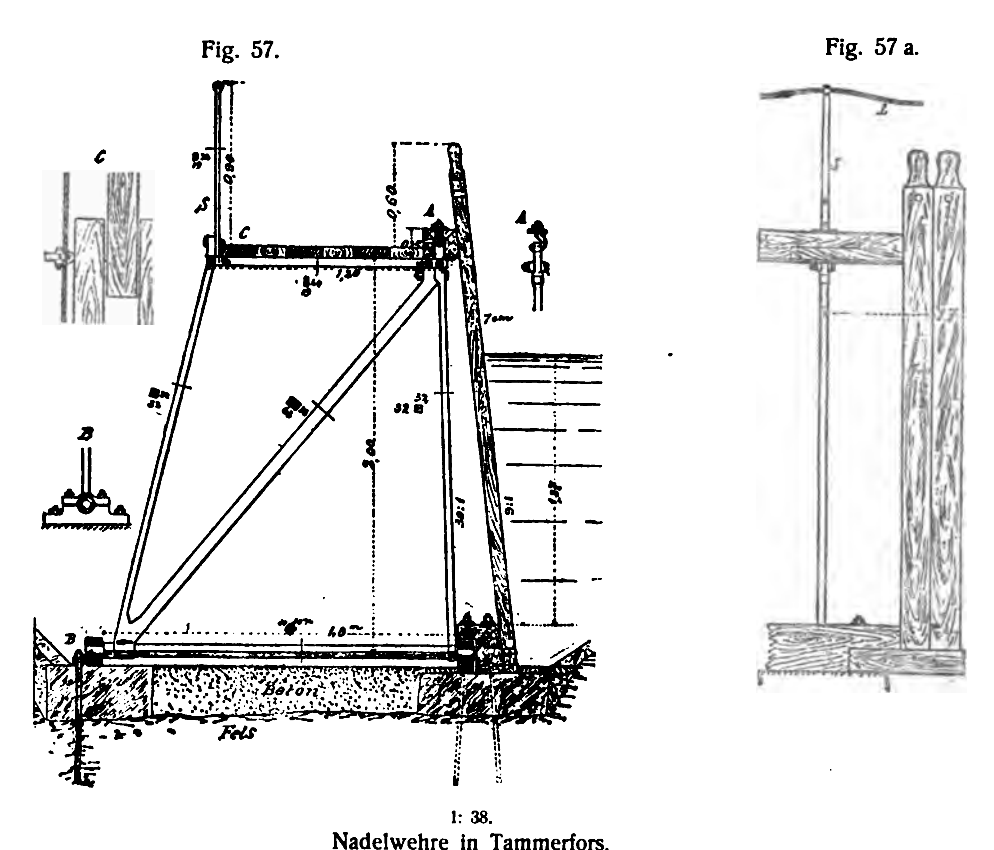
gesetzt sind. Gegen diese Böcke lehnt sich unten zunächst auf 1,1 m Höhe ein Dammbalkenwehr, welches noch durch besondere kleine Zwischenböcke gestützt wird, worauf dann das eigentliche Nadelwehr mit einer grössten Nadellänge von 2,50 m folgt (CBl. 1890, S. 276).

Taf. 8, Fig. 3—3 a. Nadelwehr mit gemauerten Zwischenpfeilern (am Söneren-See in Norwegen). Die Nadeln stützen sich am unteren Ende gegen eine am Felsboden angeschraubte Holzschwelle und am oberen Ende gegen zwei neben einander liegende, zugleich als Laufbrücke dienende ⊢⊣ Eisen. Die Wehranlage dient zur Regelung der Wasserstände des Sees, an einer Stelle wo das Abflussprofil in künstlicher Weise durch Aussprengung vergrössert worden ist (ZfB. 1900, Bl. 51).

Nadelwehre mit beweglichen Böcken.

Die bei diesen Wehren gebräuchlichen Böcke von Poirée (vom Erfinder zuerst im Jahre 1857 im Yonne-Flusse bei Epineau angewendet) bestehen aus trapezförmigen, durch eine Diagonalstrebe oder Fachwerk abgesteiften Rahmen aus Walzeisen von verschiedener Profilform (meistens Vierkant-, L- oder ⊔ Eisen), die um eine an der unteren Seite befindliche Drehachse auf den Wehrboden umlegbar sind. Dieselben sind durch die Nadellehnen mit einander und mit den Widerlagern verbunden, und werden dadurch in aufrechter Stellung erhalten.

Fig. 57. Fig. 57 a.



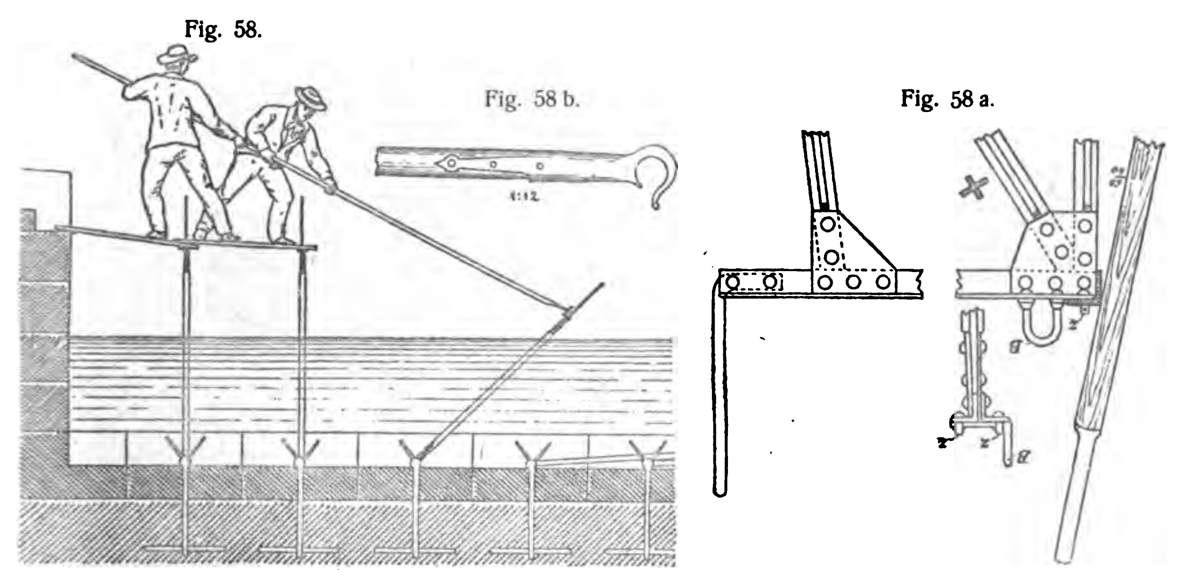
1: 38.
Nadelwehre in Tammerfors.

Die über die Böcke ausgelegte Dienstbrücke besteht aus Bohlenbelag oder aus geriffelten Blechtafeln. Die Böcke werden auf der Unterwasserseite mit festen oder abnehmbaren Geländerständern versehen, die mittels einer durchgezogenen Leine oder eines Drahtseils als Handgriff für die auf dem Wehr beschäftigten Arbeiter mit einander verbunden werden. Es hat sich gezeigt, dass Personen welche das Wehr ohne Geländer nicht zu betreten wagen, dasselbe bei vorhandenem Geländer mit grosser Sicherheit überschreiten. Die Ständer verhindern zugleich ein Niederfallen von hingelegten Nadeln u. s. w.

Taf. 8, Fig. 4. Nadelwehr mit Poirée'schen Böcken am Firing-Wasserfall in Norwegen. Dasselbe dient als Aufsatz auf einem festen gemauerten Wehr und bestehen die 2 m hohen Böcke aus Vierkanteisen. Ihr gegenseitiger Abstand beträgt 2 m (NTT. 1884).

Eine ähnliche Anordnung zeigt das in den vorstehenden Textfiguren 57—57a ersichtliche, in neuerer Zeit angelegte Nadelwehr in Tammerfors (Finnland), wobei die 2 m hohen und 1,7 m von einander entfernten Böcke gleichfalls aus Vierkanteisen bestehen, und durch Balken von 15 × 15 cm mit einander verbunden sind, welche zum Anlehnen der 7 cm dicken und 15 cm breiten Nadeln dienen. Diese Balken, sowie die 5 × 15 cm starken Bohlen der Laufbrücke reichen hier über je zwei Felder, und sind erstere über jedem zweiten Bock durch Überblattung mit einander verbunden und mit dem Bocke verschraubt, während die zwischenliegenden Böcke nur mit einem Zapfen in den Balken eingreifen. Die Geländerständer *S* sind durch die Leine *L* mit einander verbunden (TFF. 1893).

Nachstehende Textfiguren 58—58b zeigen eine weitere Variation eines derartigen Nadelwehres älteren Datums, angewendet in der Saar bei Saarbrücken. Die 2,1 m hohen und 1 m von einander entfernten Böcke bestehen hier aus Kreuzeisen und Winkeleisen, welche an den Ecken durch Knotenbleche zu-



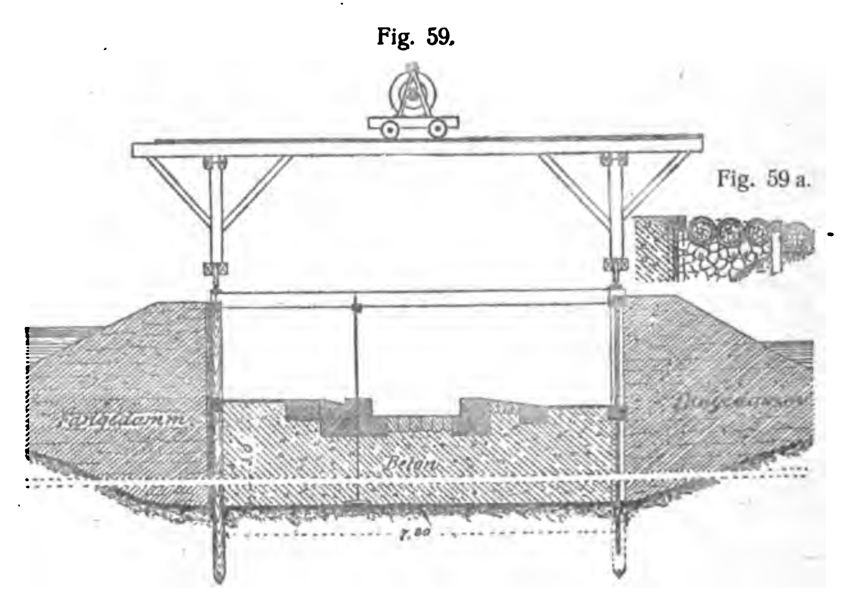
1: 69. 1 16

Nadelwehr in der Saar bei Saarbrücken.

sammengenietet sind. Hierdurch gewinnt die Konstruktion an Solidität, und haben die einzelnen Teile durch die grössere Steifheit einen verhältnismässig grösseren Widerstand gegen Knickung und zufällige Verbiegungen als das Volleisen. Die gegenseitige Verbindung der Böcke geschieht hier durch Winkeleisenstücke von 1 m Länge, welche an den Enden gelocht und auf die Zapfen *z* (Fig. 58 a) der Böcke aufgeschoben sind. Die Nadeln haben quadratischen Querschnitt von 60 × 60 mm Stärke. Das Aufziehen der niedergelegten Böcke geschieht hier entsprechend Fig. 58 mittels eines Wehrhakens (Fig. 58 b), durch welchen der Bock am Bügel *B* erfasst wird (ZfB. 1866, Bl. 34—35).

Taf. 8, Fig. 5—5 d. Nadelwehr in der Mosel bei Vaux. Die 2,4 m hohen und 1,1 m von einander entfernten Böcke bestehen aus Winkeleisen und ⊔ Eisen, welche mittels Knotenbleche zusammengenietet sind. Zur gegenseitigen Verbindung der Böcke und als obere Stützen für die Nadeln dienen wieder wie im vorigen Falle Winkeleisen, aufgesetzt auf vertikalen Zapfen, nebstdem hier auch noch auf der anderen Seite des Bohlenbelages eine solche Winkeleisenverbindung angeordnet ist (Fig. 5 a). Da die Böcke durch den Wasserdruck einem Kanten um den Drehzapfen *D* ausgesetzt sind, diese Zapfen somit nach unten gedrückt, die anderen bei *C* dagegen nach oben gezogen werden, so sind die ersteren Zapfenlager nach oben offen (Fig. 5 b, 5 e), die anderen dagegen geschlossen und mit einer gabelförmigen Mündung versehen (Fig. 5 b, 5 c), wodurch es ermöglicht ist, die Böcke ohne Hilfe von Tauchern stets bequem herausnehmen und wieder einsetzen zu können. Zur Befestigung des Lagers *C* ist dieses mit dem davor liegenden Fundamentquader, und dieser wieder entsprechend der nachfolgenden Textfigur 59 mit dem 3 m tiefen Betonfundament verankert. Das Anlegen der Nadeln geschieht gegen einen an diesen Quadern ausgehauenen und mit Winkeleisen belegten Absatz. Das Aufziehen der Böcke geschieht mittels der von Bock zu Bock hängenden Ketten, wie dies weiter unten besprochen werden soll.

Fig. 59.



Nadelwehr bei Vaux. Ausführung des Unterbaues.

Die Textfiguren 59—59 a zeigen die Gesamtanordnung während der Ausführung des Unterbaues. Derselbe besteht aus einem zwischen Spundwänden eingeschlossenen Betonkörper von 7,8 Breite und 3,0 m Tiefe, welcher an der Oberfläche mit einer Quaderverkleidung versehen ist, und in dessen Verlängerung

auf der Unterwasser-Seite das Sturzbett mit Senkfaschinen etc. befestigt wurde (Fig. 59 a). Die Ausführung des Fundaments geschah unter Abschluss der Baugrube durch beiderseitige offene Fangedämme (ZfB. 1874, Bl. 42 & Textbl. D). — Bei einer gleichartigen Nadelwehranlage über die Seine bei Coudray wurden die Fundamente (von 7,0 m Breite und 3,5 m Tiefe), nach dem Luftdruckverfahren mittels Caisson ausgeführt (NA. 1883, 1884, — CBl. 1885 — Vergl. „Grundbau" des Verf. S. 116).

Taf. 8, Fig. 6—6 d. Nadelwehr über die Saar zu Ensdorf. Die Gesamt-Anordnung des Wehres und die Konstruktion der Böcke ist hier die gleiche wie im vorigen Falle. Wie aus dem Längenschnitt des Wehres Fig. 6 zu ersehen, sind die Böcke durch Ketten von solcher Länge mit einander verbunden, dass beim Niederlegen eines Bockes der nächste aufrecht steht, und von diesem aus der niedergelegte mittels der Kette emporgezogen werden kann. Hierbei ist zu beachten, dass bei grösserer Höhe und kleinerer gegenseitiger Entfernung der Böcke, für das Niederlegen des ersten Bockes nach dem Widerlager zu, dieses hinderlich im Wege steht, daher die Entfernung hier etwas grösser angenommen, und im Widerlager eine Nische *g* ausgespart ist (vergl. Fig. 8 b). Die Nadeln haben einen Querschnitt von 65 × 65 mm. — Fig. 6 d zeigt den Lageplan der die Kanalisierung des Flusses bezweckenden Wehranlage. Der Durchgang der Schiffe wird durch einen, mit einer Kammerschleuse *S* versehenen Umlaufkanal vermittelt. Der in der Mitte des Flusses befindliche Pfeiler *W* dient als Fischpass, und hat zu dem Zwecke die in Fig. 6, 6 b und 6 c ersichtliche Anordnung. Derselbe ist nämlich hohl und steht der Innenraum für den Durchgang der Fische mit dem Ober- und Unterwasser in Verbindung, so zwar, dass das aufgestaute Wasser auf einer schiefen Ebene ständig niederströmt, dabei aber durch in Zickzack gestellte Querwände gehemmt, und dadurch der Aufstieg der Fische ermöglicht wird. Wie aus Fig. 6 zu ersehen, ist für das Niederlegen der Böcke auch in diesem Pfeiler, wie in der rechtsufrigen Wange eine Nische *g* ausgespart (HZ. 1887, Bl. 13).

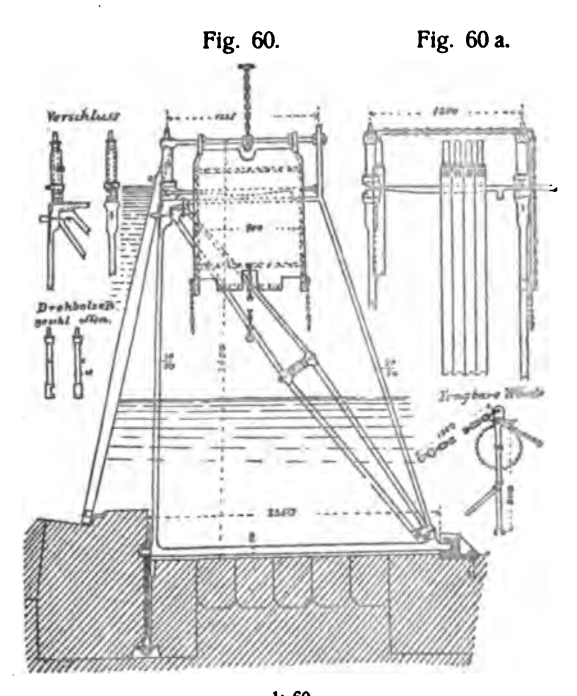
„ Fig. 7. Grösseres Nadelwehr mit fahrbarer Winde und Kran zum Aufziehen der Nadeln, in der Seine bei Port-à-l'Anglais. Die Nadeln sind hier am oberen Ende mit einem Haken versehen, welcher mit seinem unteren Teil über das als Nadellehne dienende Rundeisen greift, so zwar, dass die Nadeln unter Durchlassung des Wassers daran hängen bleiben, sobald sie unten von der Schwelle losgerückt werden. Demnach kann hier das Wehr geöffnet werden, ohne die Nadeln ganz zu beseitigen. Der obere, nach vorne abgebogene Teil dieses Hakens dient zum Anfassen durch die Winde beim Losrücken der Nadeln, während das vollständige Emporziehen mittels eines am oberen Bügel angreifenden Schwengel-Krans geschieht (ZdI. 1882, Taf. XXX — HdI.).

Die nachstehenden Textfiguren 60—60 a zeigen die Anordnung der bei der Kanalisierung des Mains zwischen Frankfurt und Mainz angewendeten Nadelwehre (vollendet 1886), welche Konstruktion bereits früher (in den dreisiger Jahren) in Frankreich, und später (1845) in der belgischen Maas mit gutem Erfolg zur Anwendung gekommen ist.

Die Wehrböcke bestehen hier entsprechend der Textfig. 60, aus Volleisen, und haben eine gegenseitige Entfernung von 1,2 m. Dieselben sind am oberen Ende durch eine Laufbrücke mit einander verbunden, welche aus einer Reihe von Blechtafeln besteht, die mit dem einen Ende an einem Bocke drehbar befestigt sind, während sie mit dem anderen Ende durch geissfussartige Klauen den folgenden Bock fassen. Zur Sicherung gegen ein Abheben dieses Endes dienen die an einem Kettchen hängenden Vorstecker, wie selbe in Figur 60 ersichtlich sind. Diese sonst zweckmässige Anordnung hat jedoch den Nachteil, dass die Eisenplatten leicht schlüpfrig werden (vergl. GC. 1888—89, S. 21).

Die Böcke sind ausserdem unter der Laufbrücke noch durch eine Reihe von Eisenstangen mit einander verbunden, gegen welche sich die oberen Enden der Nadeln lehnen. Dadurch, dass diese Nadellehnen plötzlich ausgelöst werden können, ist es möglich sämtliche Nadeln zwischen zwei Böcken auf einmal zu beseitigen, was zur Vermeidung von Überschwemmungen bei plötzlich eintretendem Hochwasser oft nötig ist. Die bezügliche Vorrichtung (von Kummer) besteht darin, dass die Nadellehne mit dem einen Ende um eine vertikale Achse drehbar an dem einen Bocke befestigt ist, während sie sich mit dem anderen Ende gegen das halbzylindrische Ende eines Drehbolzens lehnt, durch dessen Drehung um 90° das Stangenende frei gemacht werden kann, worauf dann die Stange durch den Druck der Nadeln wagrecht abgerückt wird. Damit die Nadeln hierbei nicht fortgeschwemmt werden sind dieselben an einer längeren Leine befestigt, welche durch die an ihrem Kopfe angebrachten Oesen gezogen ist, und werden dann unterhalb des Wehres emporgezogen. Die Bewegung des Drehbolzens geschieht durch einen Stockschlüssel, welcher auf den viereckigen Kopf des Bolzens aufgesetzt wird.

Fig. 60. Fig. 60 a.



1: 60.

Nadelwehr im Main zwischen Frankfurt & Mainz.

Zum Aufrichten und Niederlegen der Böcke wird die nebenan ersichtliche tragbare Winde angewendet, welche mit ihren Klauen an der obersten Querstange eines Bockes aufgestellt, und mittels Carabinerhaken an den vorhergehenden Bock, bezw. einen am Widerlager befindlichen Ring befestigt wird. Die Nadeln bestehen aus Tannenholz, sind in der Mitte stärker als an den Enden und gegen Abnutzung an der Anschlagstelle mit einem kleinen Blechbeschlag versehen (ZfB. 1888).

Taf. 8, Fig. 8—8e. Neuere Nadelwehr-Anlage der Oder-Kanalisierung bei Sowade. Wie aus dem Lageplan Fig. 8 zu ersehen hat dieses Wehr drei Öffnungen, von denen die rechtsufrige als Schiffsdurchlass dient, der also bei höheren Wasserständen für den Durchgang der Schiffe (zur Vermeidung der Schleusung) offen gehalten wird. Fig. 8 a und 8 b zeigen bezw. den Querschnitt und Längenschnitt des Schiffsdurchlasses, Fig. 8 c—8 d die Anordnung der Böcke und Nadeln bei demselben, und Fig. 8 e den Stoss der aus röhrenförmigen Stäben bestehenden oberen Nadellehne. Zum Aufziehen und Niederlegen der Böcke dient auch hier eine Winde gleicher Art wie im vorigen Beispiel (AB. 1898, Bl. 2 — vergl. die gleichartigen Nadelwehre des Dortmund-Ems-Kanals, ZfB. 1901, S. 575).

„ Fig. 9—9c. Nadelwehr mit neuerer Stauregelungs-Vorrichtung bei der Kanalisierung der Fulda. Bei der gewöhnlichen Anordnung der Nadelwehre werden die Nadeln beim Einsetzen durch das plötzliche Anschlagen gegen die Schwelle und den dadurch erlittenen Stoss so stark beansprucht, dass sie oft brechen. So wurden bei der kanalisierten Fulda im Jahre 1898 im ganzen 392

Nadeln verbraucht, wovon 286 beim Einsetzen zur Regelung des Staues brachen. Es wurden daher die neuen Nadelwehre bei diesem Flusse — deren allgemeine Anordnung aus Fig. 8—8 a zu ersehen ist — so ausgeführt, dass besondere ausrückbare Nadeln (Hebelnadeln) eingesetzt wurden, welche zur Regelung des Staues nicht ausgehoben und wieder eingesetzt, sondern nur entsprechend Fig. 8 b—8 c ein-, oder ausgerückt werden, wodurch der Anschlag und die Aufhebung des wichtigen Zusammenhanges in der Nadelwand vermieden wird. Hierbei werden zur Senkung des Wasserspiegels die ausrückbaren Nadeln mit den gekrümmten Hebeln H, die sich gegen die Nadellehne stützen, oben aus der Nadelwand ausgerückt (Fig. 8 c) und dabei um das untere am Wehrboden stehen bleibende Ende so weit gedreht, dass sie in die lotrechte Lage zu stehen kommen. Das Wasser fliesst dann durch die so geöffneten Schlitze ab. Soll umgekehrt der Wasserspiegel gehoben werden, so werden die Schlitze durch Zurücklegen der Hebel geschlossen, wobei der Wasserdruck die Nadeln wieder in die Schlitze hineinpresst. Um dies zu erleichtern erhalten diese Nadeln einen keilförmigen Querschnitt. Zur leichteren Handhabung des Hebels ist das Ende desselben in einen Dorn ausgeschmiedet, über welchen zur Verlängerung des Hebelarmes und als Handgriff ein Gasrohr geschoben wird. Damit die ausrückbaren Nadeln ihre Standsicherheit in geöffnetem Zustand nicht verlieren, bleiben auf jeder Seite derselben zwei gewöhnliche Nadeln stehen. Ein Mann kann in einer Minute sieben Nadeln ausrücken und dreissig Nadeln schliessen (ZfB. 1900, S. 422).

Berechnung der Nadeln.

Taf. 8, Fig. 10. Verteilung des Wasserdruckes gegen die Nadeln. Die Berechnung der Dicke der Nadeln geschieht in gleicher Weise wie diejenige der Schützenständer. Ist α der Neigungswinkel der Nadeln gegen die Vertikale, so sind die Längen des im Oberwasser und im Unterwasser eingetauchten Teiles bezw.

$$m = h \sec\alpha \text{ und}$$
$$m_1 = h_1 \sec\alpha,$$

wenn h und h_1 bezw. die Tiefen des Ober-, und Unterwassers über der Schwellenkante sind. Wird von der Nadelbreite (in der Längenrichtung des Wehres) die Einheit in Betracht gezogen, so ist der gegen diesen Teil der Nadel auf die ganze Länge m vom Oberwasser ausgeübte Druck:

$$P = \gamma m \frac{h}{2}$$

und analog der vom Unterwasser auf die Länge m_1 wirkende Druck:

$$P_1 = \gamma m_1 \frac{h_1}{2}.$$

Das Biegungsmoment in der Entfernung x vom unteren Stützpunkt ist dann entsprechend der Formel 1) auf Seite 123:

$$M = \frac{P}{3\,m^2 l}\left[m^3 (l - x) - l\,(m - x)^3\right] - \frac{P_1}{3\,m_1^2 l}\left[m_1^3 (l - x) - l\,(m_1 - x)^3\right] \;.\,.\; 5)$$

woraus sich für $\frac{dM}{dx} = o$ die Entfernung des grössten Biegungsmomentes

$$x = \frac{1}{P - P_1}\left\{Pm - P_1 m_1 - \sqrt{(Pm - P_1 m_1)^2 - \frac{P - P_1}{3\,l}\left[Pm^2 (3\,l - m) - P_1 m_1^2 (3\,l - m_1)\right]}\right\} \;.\,.\; 6)$$

und durch Einsetzung dieses Wertes in 5) der Wert von max M ergibt.

Für $P_1 = o$ wird

$$x = m\left(1 - \sqrt{\frac{m}{3l}}\right) \text{ und}$$

$$\max M = \frac{Pm}{3l}\left(l - m + \frac{2m}{3}\sqrt{\frac{m}{3l}}\right) \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 7)$$

Die an der Stelle des grössten Momentes erforderliche Dicke der Nadel ist dann entsprechend Formel 4) Seite 123, bei Berücksichtigung, dass hier $a = 1$:

$$d = \sqrt{\frac{6 \max M}{k}} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 8)$$

Für andere beliebige Stellen wird das Moment M durch Einsetzen des bezüglichen Wertes von x in Formel 5) erhalten und in Formel 8) eingesetzt.

Die Breite a der Nadeln ist einerseits so gross anzunehmen, dass die nötige Steifheit gegen seitliches Ausknicken und gegen Brüche beim Transport erlangt wird, während dieselbe andererseits durch das grösste zulässige Gewicht mit Rücksicht auf die Handhabung beschränkt ist. Eine grössere Breite ermöglicht auch eine Beschleunigung des Einsetzen und der Herausnahme der Nadeln. — Nun ist aber ferner auch zu beachten, dass die Biegungsmomente mit Rücksicht auf den oben erwähnten Stoss, den die Nadeln beim Einsetzen erleiden, in Wirklichkeit viel grösser werden können, als die Ergebnisse obiger Formeln, während andererseits das Einsetzen in der Regel nicht bei der grössten Stauhöhe stattfindet, wie selbe in den Formeln vorausgesetzt ist. Man dürfte aber jedenfalls nicht zu weit gehen, wenn man mit Rücksicht hierauf für die Biegungsmomente M den doppelten Wert, oder für die zulässige Inanspruchnahme des Materials den halben Wert von dem sonst gebräuchlichen, also etwa $k = 30$ bis 40 kg/qcm annimmt.

Klappenwehre.

Diese Wehre bestehen aus lotrechten oder etwas geneigten hölzernen, oder meistens eisernen Tafeln (Klappen), die um eine wagrechte oder lotrechte Achse drehbar, und gegen den Wasserdruck in verschiedener Weise gestützt sind. Die Klappen erhalten in der Regel eine Breite von etwa 1,0 bis 2,0 m und eine Höhe bis zu etwa 4,5 m, und werden dieselben in einer Reihe dicht an einander stossend aufgestellt. Doch sind bei gewissen Wehrarten in Europa (bei Trommelwehren) Klappen bis zu 10 m Breite und in Amerika solche von über 48 m Breite zur Anwendung gekommen.

Ausser inbezug auf die Richtung der Drehachse werden die beweglichen Wehre noch eingeteilt in solche, die durch Menschenhand oder durch Maschinenkraft geöffnet und geschlossen werden, solche die sich bei bestimmtem Wasserstand durch den Wasserdruck selbsttätig öffnen, solche die sich bei bestimmten Wasserständen durch den Wasserdruck selbsttätig öffnen und schliessen, und solche die bei beliebigem Wasserstand durch den Wasserdruck geöffnet und geschlossen werden können.

Die Klappenwehre haben gegenüber den anderen beweglichen Wehren den Vorteil, dass sie ein rasches Öffnen und Schliessen ermöglichen, wobei nur ein verhältnismässig geringer oder gar kein Kraftaufwand erforderlich ist, dagegen

in den meisten Fällen den Nachteil verhältnismässig hoher Anlagekosten und umso höherer Unterhaltungskosten, je mehr Teile sich ständig unter Wasser befinden, deren Reparatur überdies mit grossen Schwierigkeiten und Zeitverlusten verbunden sein kann. Bei den selbsttätigen Wehren kann auch der durch das plötzliche Öffnen sämtlicher Klappen stattfindende plötzliche Abfluss grösserer Wassermassen für die Schiffahrt gefährlich sein, und zu schädlichen Auskolkungen Veranlassung geben.

Klappenwehre mit wagrechter Drehachse.

Wehre die von Hand oder durch Maschinenkraft geöffnet und geschlossen werden.

Zu dieser Kategorie gehören hauptsächlich Wehre mit Klappen, bei denen sich die aus zwei Scharnieren bestehende Drehachse an der unteren Kante der Klappe befindet. Die Abstützung der Klappe geschieht meistens durch eine geneigte Strebe, die am oberen Ende mittels Scharnier an der Klappe befestigt ist, während sich das untere Ende gegen eine Stützplatte an der Wehrsohle stemmt. Das Niederlegen der Klappen geschieht dann durch Abrücken der Streben vom Stützabsatze, was je nach der Konstruktion der Stützplatte in verschiedener Weise bewerkstelligt werden kann. Eine häufig angewendete Anordnung ist diejenige von Chanoine, wobei sich neben dem Stützabsatze eine Gleitrinne befindet, in die die Strebe abgleitet, sobald dieselbe vom Absatz seitlich abgerückt wird. Dies kann entweder von einem Boote aus mittels eines Wehrhakens, oder vom Ufer aus mittels einer Zugstange geschehen, wie dies später näher besprochen werden soll. Ein Beispiel dieser Art ist das folgende:

Taf. 9, Fig. 1—1a. Aufsatz der Wehranlage im Ain-Flusse des Elektrizitätswerkes Saut-Mortier. Es ist dies ein beweglicher Wehraufsatz auf einem massiven Wehr, bestehend aus eisernen Klappen von 1,2 m Höhe und 1,5 m Breite, die in vorgenannter Weise niedergelegt werden (GC. 1901 I, N:o 974, S. 232).
Von ähnlicher Art ist auch das bewegliche Wehr von Jesovits (ÖM. 1895, S. 331).

Das Aufrichten solcher Klappen geschieht entweder von Hand durch Betreten der Wehrsohle oder, wenn dies bei stärkerem Wasserzufluss nicht tunlich ist, vom Oberwasser von einem Boote oder von einer Laufbrücke aus, wobei die Klappen mittels eines Wehrhakens oder mittels Kette aufgezogen werden. Im letzteren Falle kann auch eine Winde zur Anwendung kommen. Da man aber hierbei sowohl die Stosskraft des gegen die Klappe strömenden Wassers als auch den durch den Aufstau bedingten Druck zu überwinden hat, so gestaltet sich bei dieser Anordnung das Aufziehen umso schwieriger, je grösser die Wassermassen und die Geschwindigkeit sind, und je mehr durch die fortschreitende Absperrung des Flusses die Stauhöhe zunimmt. Es empfiehlt sich daher diese

Anordnung auch nur bei kleineren Klappen. Dieser Übelstand ist aber bei der folgenden Anordnung vermieden.

Taf. 9, Fig. 2. Klappenwehr von Thenard. Von den hierbei angewendeten Doppelklappen ist die stromabwärts gelegene Stauklappe *a* von gleicher Art wie vorher beschrieben, während die andere Klappe *b* (Gegenklappe) nur zur Erleichterung des Aufrichtens der Stauklappe dient und niedriger sein kann als diese. Das Aufrichten der Stauklappen geschieht nämlich hier mittels Wehrhaken vom Oberwasser, von einem Boote oder einer Brücke aus, wobei zuerst die Gegenklappe aufgerichtet, und in deren Schutz dann die Stauklappe aufgezogen wird. Da die Gegenklappe etwas nach rückwärts geneigt ist, so fällt sie nach Aufrichtung der Stauklappe von selbst wieder nieder. Bei niedergelegter Stauklappe braucht dann die Gegenklappe nur etwas gehoben zu werden, worauf sie sich durch den Druck der Strömnng von selbst aufrichtet, und dann durch eine Kette in der höchsten Lage festgehalten wird (Zdl. 1882, S. 514).

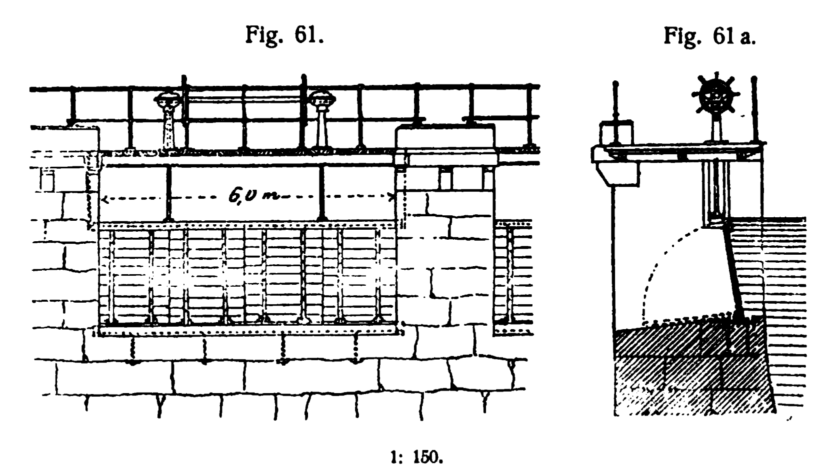
Thenard verwendete zuerst im Jahre 1829 ein derartiges Wehr als Aufsatz auf einem festen Wehre im Isleflusse, wobei die Klappen eine Höhe von 1 m und eine Breite von 2 m hatten.

„ Fig. 3. Thenard'sches Klappenwehr angewendet in Indien. Hierbei ist die Gegenklappe statt mittels Kette, durch ein Gelenk nach rückwärts verankert, wodurch diese Klappe nicht von selbst niederfällt, sondern nur beim Niederdrücken des Gelenkes (AB. 1884, Bl. 47).

Bei Öffnungen von kleiner Weite zwischen festen Widerlagern oder Pfeilern kann auch die Stützung mehrerer Klappen an der oberen Kante durch einen gemeinsamen Balken in Frage kommen, durch dessen Emporziehen die Klappen frei werden und umfallen.

Eine solche Klappenwehranlage zeigen die in nachstehender Textfig. 61—61 a ersichtlichen Klappen-Aufsätze bei den Überfällen des Stauweihers von Jaispitz in Mähren. Die Anlage besteht aus zwei Überfallöffnungen von je 6,0 m lichter Weite, welche durch je vier Klappen von 1,5 m Höhe geschlossen sind. Diese sind um Scharniere an der unteren Kante drehbar, während sie sich mit der oberen Kante gegen einen eisernen ⊢⊣ Träger lehnen, welcher sich mit seinen Enden gegen die gemauerten Pfeiler stützt. Derselbe hängt an zwei Zahnstangen, durch

Fig. 61. Fig. 61 a.



1: 150.
Klappenaufsatz beim Stauweiher von Jaispitz.

welche er bei Erreichung eines gewissen Wasserstandes emporgezogen wird, worauf sämtliche vier Klappen gleichzeitig niederfallen (ÖM. 1895, S. 132).

Von anderen zu dieser Kategorie gehörenden Wehrtypen wären noch folgende zu erwähnen:

Taf. 9, Fig. 4. Das Segmentwehr. Bei dieser Konstruktion besteht die stauende Wand aus einer Wehrtafel in Form eines Zylindersegments, welches durch Speichen mit der über Wasser befindlichen Drehachse in Verbindung steht, und mittels einer Winde in verschiedene Höhen gehoben werden kann, wodurch sich die Stauhöhe verändern lässt. Diese Anordnung ist somit von gleicher Art wie das früher besprochene Zylinderschützenwehr, von dem sich aber das Segmentwehr ausser dadurch, dass bei diesem das Oberwasser auf der konkaven Seite liegt, durch die Art des Anschlusses an die Wehrsohle, wesentlich unterscheidet. Durch diesen tangentiellen Anschluss ist zwar die Veränderlichkeit der Stauhöhe ermöglicht, wogegen aber dadurch kein dichter Anschluss an die Wehrsohle erreicht ist. Das zu hebende Gewicht lässt sich auch hier durch Gegengewichte mindern (Frz.—ZfB. 1864).

„ Fig. 5. Selbsttätiges Rolladen (Jalousie)-Klappenwehr. Die Klappen *ab* bestehen hier, wie die Caméré'schen Rolladen, aus wagrechten Holzstäben, welche mittels durchgezogener Lederriemen mit einander in Verbindung stehen und an den Fugen mit Lederstreifen abgedichtet sind. Am unteren Ende ist die Klappe an einer Bodenschwelle befestigt, und lehnt sich an den Seiten gegen Rahmen, welche nach dem Oberwasser zu gebogen sind. Die Holzstäbe werden hier durch den Auftrieb und den Druck des aufgestauten Wassers stets gegen diese Rahmen angedrückt. Über solche Klappen können Schiffe mit schräg ansteigendem Boden nach beiden Richtungen unmittelbar hinweg fahren, wobei die Klappe, wie in der Figur mit punktierten Linien angedeutet, niedergedrückt wird, worauf dieselbe nach dem Durchgang des Schiffes von selbst wieder emporsteigt.

In Holland, wo derartige Wehre hauptsächlich Anwendung finden, werden die Rahmen auch geradlinig schief ausgeführt (ZfB. 1852, S. 395 — Frz.).

„ Das Schwimmklappenwehr nach dem Vorschlag von Grohmann. Hierbei sind die als hohle Blechkasten gedachten Klappen *K* mit ihrer auf ungefähr $\frac{2}{5}$ der Höhe angebrachten Drehachse zwischen je zwei Poirée'schen Böcken so eingehängt, dass sie bei geschlossenem Wehr einen Winkel von 45° gegen die Vertikale bilden. Der wasserdichte Abschluss an der Wehrsohle wird dadurch erreicht, dass am unteren Ende der Klappe eine Holzschwelle angebracht ist, die sich an eine in der Sohle eingelassene Eisenplatte *P* anschliesst. Die Klappe wird — wie mit punktierten Linien angedeutet — auf der Wasserfläche schwimmend eingeführt (daher der Name) und mit ihren Drehzapfen in die in vertikaler Richtung stellbaren, vorne offenen Lager unmittelbar eingebracht, oder mittels Winde in dieselben gehoben. Nachdem dies geschehen werden die Klappen aufgerichtet, was entweder mittels der vom oberen Ende der Klappe zur Winde *W* geführten Kette *L*, oder durch Einlassen von Ballastwasser in den unteren Teil der Klappe geschieht. Ausser dieser Anordnung werden von Grohmann noch mehrere andere Variationen der Klappe vorgeschlagen (ÖZ. 1902).

Klappenwehre die sich bei bestimmtem Wasserstand selbsttätig öffnen.

Bei den in diese Gruppe gehörenden Wehren werden die Klappen durch den Wasserdruck umgelegt, sobald der Wasserstand eine bestimmte Höhe erreicht hat, während aber das Aufrichten derselben durch eine äussere Kraft geschehen muss. Bei denselben befindet sich die Drehachse entweder an der unteren oder

an der oberen Kante oder dazwischen, und geschieht das Öffnen entweder dadurch, dass bei unten liegender Drehachse die die Klappe stützenden Streben durch den Wasserdruck losgerückt werden, oder dadurch, dass die Klappe durch Gegengewichte geschlossen gehalten, und deren Wirkung durch den Wasserdruck bei Erreichung eines gewissen Wasserstandes überwunden wird, oder dadurch, dass die Klappe zweiflügelig ist und geschlossen bleibt, so lange sich die Mittelkraft des Wasserdrucks unterhalb der Drehachse befindet, während sie beim Überschreiten dieser Grenze umkippt. Die folgenden Beispiele zeigen die wichtigsten der zur Anwendung gekommenen selbsttätigen Klappenwehre dieser Art.

Taf. 9, Fig. 7—7a. Klappenwehr von Brunner. Hier bestehen die Klappen aus zwei über einander gestellten Teilen, von denen der untere um Scharniere an der unteren Kante drehbar, und durch ausrückbare Streben gestützt ist, an deren Verlängerung der obere Teil der Klappe angebracht ist. Wenn daher das aufgestaute Wasser über diesen Teil bis zu einer gewissen Höhe ansteigt, werden durch dessen Druck die Streben ausgerückt, und die Klappen fallen um (Fig. 7a). Dieselben haben eine Breite von 1,5 bis 2,0 m (DB. 1890, S. 561).

„ Fig. 8. Klappenwehr von Doell. Diese Klappe dreht sich um eine an der oberen Kante befindliche Drehachse, und wird durch das stellbare Gegengewicht *g* gegen den Bodenfalz *a* so stark angedrückt, dass dieser Druck erst bei einer bestimmten Stauhöhe durch den Wasserdruck überwunden wird, infolge dessen sich die Klappe öffnet. Das über der Klappe befindliche, gleichfalls stellbare Gegengewicht (Obergewicht) *h* bezweckt, durch das dem Gewichte *g* entgegengesetzt wirkende Drehmoment, die Klappe vollständig zu öffnen. Über die wagrechten Arme der Gegengewichte *g* kann ein Bohlenbelag als Gehsteg gelegt sein.

Diese Klappen werden auch bei Abzugskanälen (z. B. in Bremen) als selbstthätige Spülvorrichtung angewendet (CBl. 1887, S. 453 — 1889, S. 440).

„ Fig. 9—10a. Klappenwehr von Carro, wobei die Drehachse durch zwei Gelenkstangen auf der Oberwasserseite mit der Wehrsohle verankert ist, und wobei sich die Klappen mit der unteren Kante gegen einen stromabwärts gelegenen Absatz stützen. Die aufrecht gestellten Klappen verbleiben somit in dieser Stellung so lange sich die Mittelkraft des Wasserdrucks unterhalb der Drehachse befindet, während sie beim Überschreiten dieser Grenze umkippen. Befindet sich die Drehachse auf $\frac{1}{3}$ der Höhe so wird das Umkippen eintreffen, sobald der Wasserstand die obere Klappenkante überschreitet.

Die Anordnung Fig. 9—9b ist bei den Bewässerungsanlagen in Indien (Kistna-Delta, Madras) in Anwendung. Hierbei sind die eisernen Klappen an der unteren Kante mit einem Gleitschuh versehen, während sie bei der von Carro vorgeschlagenen Ausführung Fig. 10—10a mit Laufrollen versehen sind. Das Aufrichten geschieht vom Oberwasser aus, entweder von einem Boote mittels Wehrhaken, oder entsprechend Fig. 10 mittels Zugkette von einer beweglichen Laufbrücke aus, wobei eine Winde *W* zur Anwendung kommen kann (Engg. Nws. 1901 Nov. 7 — AB. 1884 — CBl. 1890, S. 212).

„ Fig. 11. Klappenwehr von Greve, wobei sich die Klappen gegen eine auf der Unterwasserseite befindliche Schwelle und gegen je zwei von der Drehachse ausgehende und mit der Sohle stromabwärts verankerte Gelenkstangen *S* stützen, nebstdem sie durch Ketten *K* mit der Schwelle verankert sind. Hierbei verbleibt somit die Klappe aufrecht, solange der Wasserstand so niedrig ist, dass sich der Druckmittelpunkt unterhalb der Drehachse befindet, wobei ein Umkippen durch die Kette verhindert wird. Sobald aber der Druckmittelpunkt die

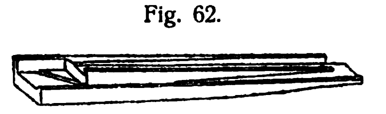
Drehachse überschreitet, kippt die Klappe um und sinkt in die punktierte Lage nieder. Die Klappen können auch hier wie im vorigen Falle an der unteren Kante entweder mit einem Gleitschuh oder mit Rollen versehen sein (CBl. 1883, S. 339).

Taf. 9, Fig. 12. Selbsttätiges Klappenwehr mit fester Drehachse, die hier an festen Ständern *S* angebracht ist. Auch hier verbleibt die Klappe aufrecht, solange die Mittelkraft des Wasserdrucks unterhalb der Drehachse liegt, und kippt in die punktierte Lage *ab* um, sobald diese Grenze überschritten wird. Diese Anordnung hat jedoch den Nachteil, dass Klappen und Ständer bei geöffnetem Wehr der Strömung und der Zerstörung durch schwimmende Gegenstände ausgesetzt sind.

„ Fig. 13—13 a. Klappenwehr von Chanoine. Diese im Jahre 1850 aufgekommene Konstruktion zeichnet sich durch besondere Zweckmässigkeit aus, weshalb dieselbe namentlich in Frankreich eine ausgedehnte Anwendung gefunden hat. Die Anordnung und Wirkungsweise der Klappen ist hier ähnlich der vorigen, deren angeführter Nachteil aber dadurch vermieden ist, dass anstatt der festen Ständer zur Stützung der Klappe eine zweiteilige Strebe verwendet wird. Hiervon bildet der eine Teil einen Rahmen, welcher mit dem oberen Ende an der Drehachse der Klappe und mit dem unteren an der Sohle in Scharnieren beweglich ist, während die andere einfach, am oberen Ende gleichfalls an der Drehachse mittels Scharnier befestigt, mit dem unteren Ende aber gegen eine Stützplatte angesetzt ist, und in gleicher Weise wirkt, wie bei den Thenard'schen Klappen. Es ist dies somit eine zweckmässige Kombination der Anordnungen Fig. 2 und Fig. 12, wobei die Stauklappe von Fig. 2 in einen durchbrochenen Rahmen verwandelt ist, auf welchen eine um dessen obere Kante drehbare Klappe entsprechend Fig. 12 gesetzt ist.

Die Stützplatte (Fig. 13 a) hat einen Vorsprung gegen welchen sich die Strebe stützt, und daneben eine Rinne in welche die seitwärts verschobene Strebe abgleitet, wenn die Klappe niedergelegt werden soll. Dieses seitliche Verschieben der Streben kann entsprechend der ursprünglichen Anordnung von Chanoine vom Ufer aus geschehen, mittels einer unter den Strebenfüssen durchlaufenden, mit Daumen versehenen Zugstange bei deren Verschiebung die Streben mitgenommen und zur Gleitrinne gebracht werden. Durch geeignete gegenseitige Entfernung der Daumen können die Klappen in beliebiger Folge umgelegt werden. Die Zugstange bildet am Ende eine Zahnstange in welche ein Zahnrad mit lotrechter Welle eingreift wodurch der Bewegungsmechanismus am Ufer von beliebiger Höhe gehandhabt werden kann.

Fig. 62.



Stützplatte von Pasqueau.

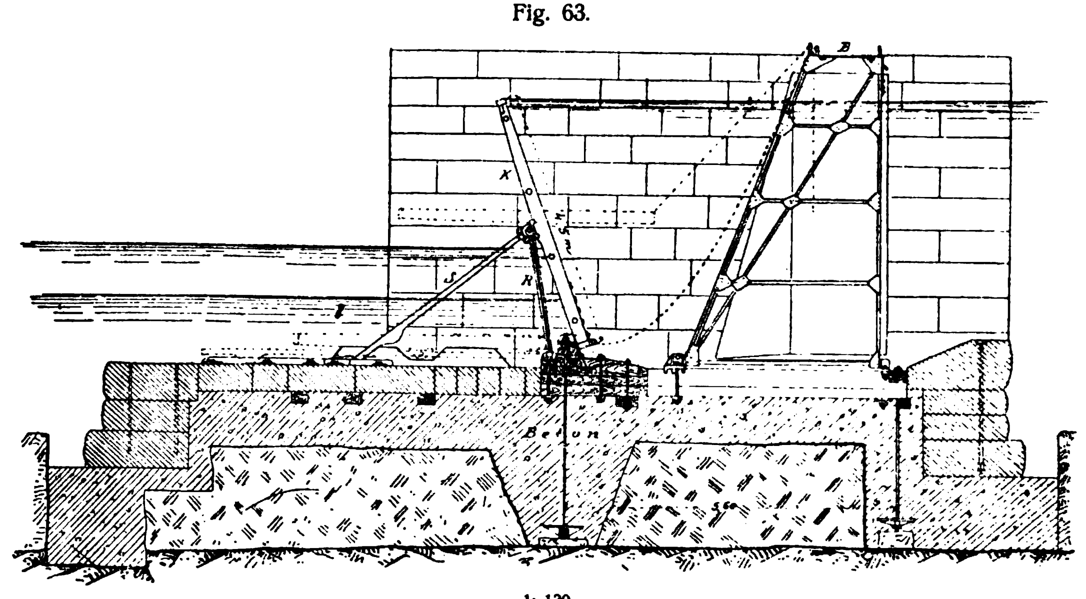
In neuerer Zeit wurde aber statt dieses komplizierten Apparates von Pasqueau die Stützplatte entsprechend Textfig. 62 so eingerichtet, dass die Strebe durch ein geringes Zurückziehen der (vorher umgelegten) Klappe nach dem Oberwasser zu gegen eine schräge Absatzfläche fällt, und längs derselben in die Gleitrinne (rechts) abgleitet. Beim Aufziehen der Klappe verlässt die Strebe wieder von selbst diese Gleitrinne und gelangt längs einer anderen Rinne (links) wieder zum Stützenabsatz, in den sie dann einfällt. Das Aufziehen der Klappen geschieht entweder von einem Boote oder einer Laufbrücke aus, im ersteren Falle mittels Wehrhaken, im letzteren mittels Kette und Winde (ZfB. 1865 — Cl. 1866).

„ Fig. 14—14 a. Klappenwehr von Chanoine mit Laufbrücke auf Poirée'schen Böcken über die Saône bei La Mulatière (Lyon), wo Pasqueau zum ersten Male obgenannte Stützplatten zur Anwendung brachte. Das Anziehen der Ketten behufs Aufstellens und Niedersenkens der Klappen geschieht hier mittels einer fahrbaren Dampfwinde. Auch an anderen Stellen sind in Frankreich Anlagen

gleicher Art zur Ausführung gekommen, z. B. in der Seine bei Port-à-l'Anglais (AB. 1884 — GC. Tome XIV 1888—89).

Eine grossartige Anwendung fand dieses System in neuerer Zeit bei der Kanalisierung des Great-Kanawha, eines Nebenflusses des Ohio in West Virginia, welcher behufs Fahrbarmachung der ca. 152 km langen Strecke von den

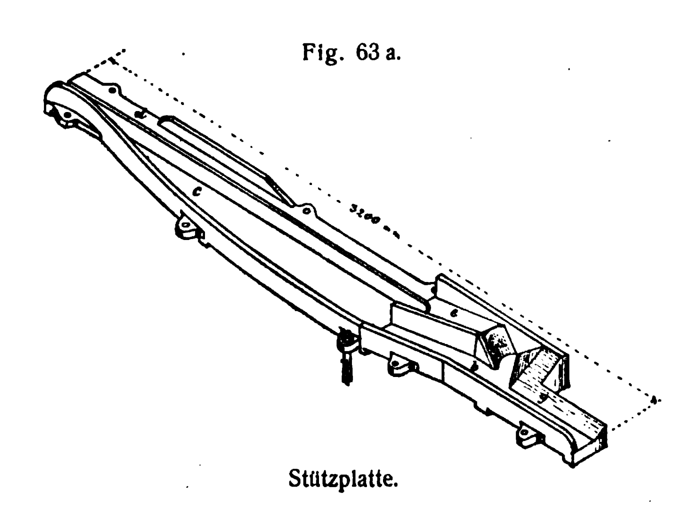
Fig. 63.



1: 130.
Klappenwehr im Great-Kanawha.

Kanawha-Fällen bei Ganley bis zur Mündung überall eine kleinste Wassertiefe von 2,1 m erhalten sollte. Zu dem Behufe wurden auf dieser Strecke bei einem gesamten Gefälle von 52 m, elf Wehre von 2 bis 3,6 m Stauhöhe und 158 bis 200 m Länge, mit seitlich eingebauten Kammersehleusen, errichtet. — Hiervon wurden die obersten zwei bereits im Jahre 1874 in Angriff genommen, und als feste Steinkistenwehre, mit einer grössten Stauhöhe von 3,6 m, hergestellt. Da aber im übrigen Teil des Flusses bei Hochwasser auch ohne Stau eine genügende Wassertiefe vorhanden ist, so wurde bei den anderen Wehren zum zeitweiligen Durchlassen der Schiffe (zur Vermeidung der mit dem Schleusen verbundenen Zeitverluste), und zur Regulierung der Wasserstände, ein Teil des Wehres auf eine Länge von 64 bis 113 m als Klappenwehr obiger Art ausgeführt.

Fig. 63 a.

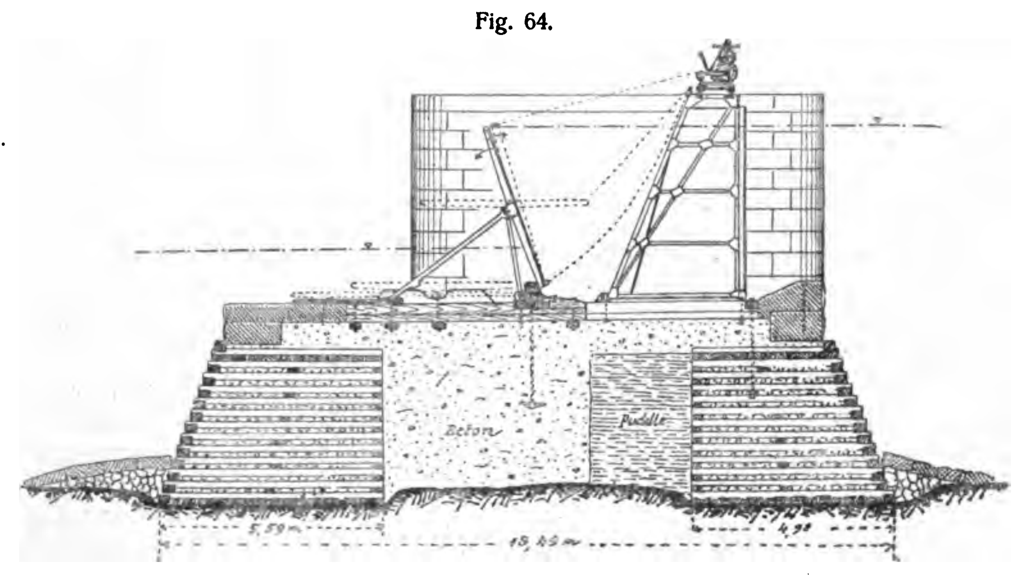


Stützplatte.

Diese in den Jahren 1880 bis 1896 hergestellten beweglichen Wehre sind, mit Aus-

nahme des untersten, sämtlich entsprechend Textfigur 63 auf den in 1,5 bis 4 m Tiefe unter Niedrigwasser gelegenen Felsen gegründet, während beim untersten Wehr, wo der aus festem Ton bestehende tragbare Untergrund erst in 5,7 bis 7,2 m Tiefe unter Niedrigwasser liegt, das Fundament entsprechend Textfig. 64, bestehend aus einer Betonschüttung und Lehmkern zwischen Steinkisten, ausgeführt wurde.

Fig. 64.



1: 190.
Klappenwehr im Great-Kanawha.

Diese Klappen bestehen aus Holz, und haben 4 ½ m Höhe und 1,1 m Breite. Die Stützplatten für die Klappenstreben (Textfig. 63 a) erhielten hier eine etwas abweichende Form von der ursprünglichen Pasqueau'schen, indem die ableitende Gleitrinne *bc* hier in eine Spitze ausmündet, über welche das Strebenende dadurch in die andere Rinne *de* geführt wird, dass die Strebe nahe an ihrem Ende mit einem entsprechend hohen Ansatz versehen ist. Die Böcke der Laufbrücke haben einen gegenseitigen Abstand von 2,4 m und eine Höhe von 5,1 m (ZfB. 1895 Ergänz. Heft — Engg. Nws. 1896, Aug. 13).

Wehre die sich bei bestimmten Wasserständen selbsttätig öffnen und schliessen.

Auch bei dieser Gruppe sind die Klappen ein- oder zweiflügelig. Im ersteren Falle befindet sich die Drehachse an der unteren Kante und wird die Klappe durch Gegengewichte so lange geschlossen gehalten, bis der Wasserstand eine gewisse Höhe erreicht, worauf sich die Klappe durch Umkippen öffnet. Hierbei kommen aber die Gegengewichte in eine solche Lage, dass sie die Klappe wieder zurückzudrehen streben, weshalb dieselbe wieder geschlossen wird, sobald der Wasserstand bis zu einer gewissen Grenze gesunken ist. Die zweiflügeligen Klappen dieser Art sind teils von gleicher Anordnung wie diejenigen der vorigen Gruppe, wobei die Klappe beim Öffnen nur so weit kippt, dass beide Flügel noch dem

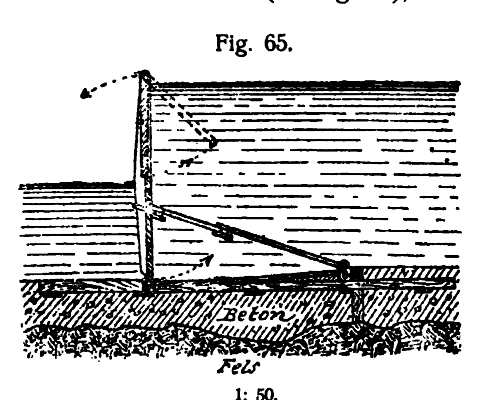
Wasserdrucke ausgesetzt bleiben. Sinkt dann der Wasserstand so tief, dass der auf den unteren Flügel wirkende Druck grösser ist als auf den oberen, so schliesst sich die Klappe wieder. Dies kann bei der früher besprochenen Anordnung Fig. 12 einfach dadurch erreicht werden, dass die Klappe durch Anbringung von Ketten *ac* verhindert wird weiter zu kippen, als bis zur geneigten Lage *cd*. Ferner gehören in diese Kategorie auch noch andere Wehrkonstruktionen besonderer Art.

Taf. 9, Fig. 15. Klappenwehr von Oppermann. Bei dieser in Frankreich angewendeten Konstruktion werden die aus Blech bestehenden Klappen *ab* durch ein stellbares Gegengewicht *g* in aufrechter Stellung erhalten, dessen Grösse und Lage so bemessen sind, dass dessen Moment in Bezug auf die Drehachse *a* bei Erreichung einer gewissen Stauhöhe durch jenes des Wasserdruckes gegen die Klappe aufgehoben wird, infolge dessen letztere umfällt. Da bei offener Klappe das Gegengewicht rechts von der Lotrechten durch die Drehachse zu stehen kommt, so schliesst sich die Klappe bei stärkerem Sinken des Wassers wieder von selbst (NA. 1875 — AB. 1884).

„ Fig. 16. Englisches Klappenwehr gleicher Art wie das vorige (AB. 1884).

Zu den besonderen Konstruktionen dieser Art gehört das Klappenwehr von M. D. Czvetkovics (Textfig. 65), wobei die Klappen die gleiche allgemeine Anordnung haben wie diejenigen von Carro (Fig. 9—10), die aber so eingerichtet sind, dass sie nicht nur bei Erreichung eines höheren Wasserstandes selbsttätig umfallen, sondern dass sie sich bei sinkendem Wasser wieder selbsttätig aufrichten. Letzteres wird dadurch erreicht, dass der obere Klappenteil mit einer nach dem Oberwasser zu aufschlagenden, um die obere Kante der Stauklappe drehbaren Gegenklappe versehen ist, die beim Niederfallen aufschwimmt, und dadurch den oberen Klappenteil öffnet. Hierdurch erhält aber der untere Klappenteil bei einer bestimmten Höhe des Oberwassers den Überdruck, infolge dessen sich die Klappe aufrichtet, und die Gegenklappe durch den Druck des Oberwassers wieder geschlossen wird.

Fig. 65.



1: 50.
Klappenwehr von Czvetkovics.

Ein solches Wehr von 70 m Länge kam z. B. im Moldauflusse als Aufsatz an dem festen Wehre der Papierfabrik von Ig. Spiro & Söhne in Krumau (Böhmen), und im Nezolkaflusse bei der Kunstmühle des Grafen Czernin zur Anwendung (ÖW. 1887, S. 65 — HZ. 1887, S. 47).

Klappenwehre die bei beliebigem Wasserstand durch den Wasserdruck zu schliessen und zu öffnen sind.

Die Wehrkonstruktionen dieser Gruppe sind im allgemeinen so eingerichtet, dass sich unter den Stauklappen ein geschlossener Raum befindet, welcher durch Schützen, Schieber oder Ventile mit dem Oberwasser oder mit dem Unter-

wasser in Verbindung gebracht werden kann. Hierdurch werden die Klappen im ersteren Falle entweder unmittelbar oder mittelbar, mithilfe von anderen Konstruktionsteilen, durch den inneren Wasserdruck aufgerichtet, während sie sonst unter der Einwirkung des äusseren Wasserdruckes niedergelegt werden. Zu der ersteren Art gehören die namentlich in Amerika beliebten in verschiedenen Variationen ausgeführten White'schen Klappenwehre und zu der anderen die Klappenwehre mit hydraulischen Pressen und die Trommelwehre.

Taf. 9, Fig. 17—17 a. Das Doppelklappen-Wehr von Josua White. Diese von ihrem Erfinder schon im Jahre 1818 im Lehighflusse ausgeführte Wehrkonstruktion, ist seitdem in Amerika sehr beliebt geworden und wird dort in verschiedenen Variationen (als sog. Bärenfallen, bear traps) angewendet. Die Anordnung besteht aus zwei um die untere Kante drehbaren, gegen einander dachförmig geneigten Klappen, welche durch den Wasserdruck emporgehoben werden, oder über einander niederfallen, wenn auf dieselben von unten kein Überdruck ausgeübt wird. Zu diesem Behufe sind die Klappen zwischen Widerlagern oder Pfeilern eingeschlossen und steht der Raum D (Druckkammer) unter denselben durch zwei mit den Schützen S und S_1 (Fig. 17 a) abschliessbaren Umlaufkanälen mit bezw. dem Oberwasser und dem Unterwasser in Verbindung. Wird daher die Schütze S_1 geschlossen und S geöffnet, so steigen die Klappen, während sie bei Schliessung von S und Öffnung von S_1 niederfallen. Durch an den Seitenwänden angebrachte Leisten wird das Spiel der Klappen begrenzt.

Da bei dieser Anordnung durch den Reibungswiderstand zwischen den beiden Klappen leicht ein Festklemmen derselben eintritt, sind später verschiedene andere Formen dieser Wehrkonstruktion zur Anwendung gekommen, von denen die wichtigsten folgende sind:

Eine Variation älterer Art ist die Anordnung von W. A. Jones (Textfigur 66—66 a), wobei die Gegenklappe aus zwei gelenkartig mit einander verbundenen Teilen besteht.

Fig. 66.

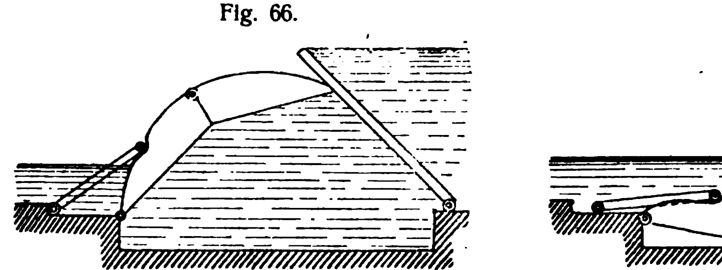


Fig. 66 a.

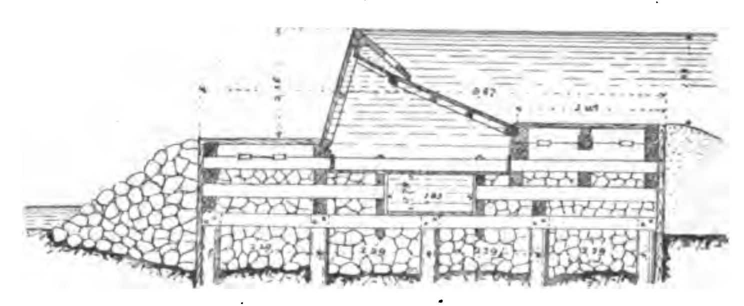
Klappenwehr von W. A. Jones.

Eine andere bis in die neueste Zeit viel angewendete Anordnung sind die sog. Parker-Gates, wie solche z. B. entsprechend Textfig. 67 in der kanalisierten Strecke des Rock-River (Illinois-Mississippi-Kanal) zur Anwendung gekommen sind. Weitere Beispiele dieser Art sind die folgenden.

„ Fig. 18—19. Bärenfallen-Wehre von Parker und bezw. von Lang im Mississippi bei Minneapolis. Diese Wehranlagen haben sich namentlich mit Rücksicht auf die schweren Eisgänge und die vielen abwärts treibenden Baumstämme sehr gut bewährt. Ein anderes System von beweglichen Wehren wäre deswegen hier schwer anwendbar gewesen (CBl. 1900, S. 399).

Die gleiche principielle Anordnung hat auch das in Textfig. 68—68 a ersichtliche, umstellbare Wehr (reversible hydraulic weir), welches dort zur Anwendung kommen kann, wo der höhere Wasserstand bald auf der einen bald auf

Fig. 67.

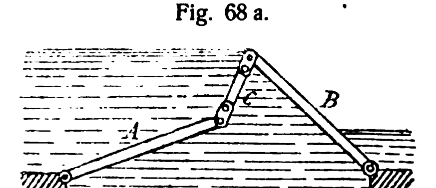


Klappenwehr im Rock-River.

der anderen Seite vorkommt, wie dies z. B. am Sandy Lake Dam (Minnesota), einem Speisebecken des Mississippi, der Fall ist. Die Bewegung dieser Klappen wird durch eingelegte Luftbehälter befördert, so lange der nöthige Wasserdruck nicht vorhanden ist (ZfB. 1895, Ergängzungsheft).

Fig. 68.

Fig. 68 a.



Klappenwehr am Sandy Lake Dam.

Taf. 9, Fig. 20. Doppelklappenwehr von Carro. Bei dieser Variation des White'schen Wehres sind die beiden Klappen oben bei *B* durch Gelenke mit einander verbunden, und ist die Stauklappe unten mittels Rollen auf einer gekrümmten Bahn *AE* nach dem Oberwasser zu beweglich (CBl. 1888, S. 230).

„ Fig. 21. Bärenfallen-Wehr von Cooley im Entwässerungskanal von Chicago. Diese neuere amerikanische Anordnung ist somit im Prinzip mit der obigen Konstruktion von Carro übereinstimmend, erbietet aber in ihren Einzelanordnungen besonderes Interesse. Die beiden Klappen *AB* und *BC* von bezw. 6,2 m und 11,2 m Breite haben die beträchtliche Länge von 48,77 m. Dieselben bestehen aus eisernen Trägern in 1,2 m Abstand von Mitte zu Mitte und einer darüber gelegten Blechhaut. Die untere Klappe *BC* hat überdies noch eine Holzbekleidung von 0,23 m Dicke, um die Eisenkonstruktion vor Beschädigungen durch das überstürzende Eis zu schützen. An dem Ende *A* der Träger der oberen Klappe sind Rollen angebracht, die auf eisernen Schienen längs der Mauerfläche A_1B_1 laufen. Das Emporsteigen der Klappen ist durch die Ankerketten *EF* begrenzt. Der Wasserzufluss und Abfluss unter denselben erfolgt durch den über die ganze Breite des Wehres laufenden Kanal *K*, von dem 19 Stichkanäle von 0,79 m Durchmesser abgezweigt sind.

Da der erreichbare Wasserdruck nicht imstande ist das bedeutende Gewicht der Klappen (die obere 153 000 kg, und die untere einschliesslich Holzbekleidung

231 000 kg) zu heben, so ist auf jeder Seite ein Gegengewicht von 147 500 kg angebracht, bestehend aus einem grossen, zum Teil mit Eisenballast gefüllten Zylinder der sich in einem Brunnen befindet und beim Niedergehen in Wasser eintaucht. Dadurch nimmt das Hebevermögen des Gegengewichtes mit dem Steigen der Klappe ab, so dass das Steigen immer langsamer geschieht und schliesslich ohne Stoss aufhört. Infolge dieser Anordnungen soll ein Wasserdruck von 0,38 m genügen, um die Klappen zu heben. Zur Vermeidung von Verdrehungen der Klappen infolge von ungleichem Steigen oder Fallen der beiden Enden werden besondere Vorrichtungen (mit Druckwasserpressen) angewendet (CBl. 1900, S. 399).

Fig. 69.

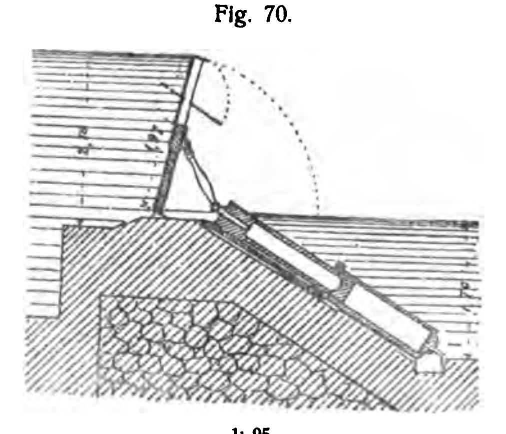
Klappenwehr im Entwässerungskanal von Chicago.

Nebenstehende Textfigur 69 zeigt die gleiche Anordnung, die ebenfalls im Entwässerungskanal von Chicago als Aufsatz auf einem festen Überfallwehr in Anwendung ist (TFF. 1900, S. 318).

Taf. 9, Fig. 22. Klappenwehr von Krantz. Dieses Wehrsystem ist eine Kombination des frühergenannten zweiflügeligen Klappenwehres mit fester Drehachse Fig. 12 und des Doppelklappenwehres von Carro Fig. 20, wobei aber die Gegenklappe aus einem hohlen Blechkasten (Schwimmer) besteht, während die Stauklappe zum selbsttätigen Umkippen bei höherem Wasserstand eingerichtet ist. Durch den Schwimmer wird das Aufrichten der Klappe bei niedrigeren Wasserständen erleichtert. Das System ist in Frankreich zur Anwendung gekommen.

Klappenwehre mit hydraulischen Pressen nach dem Systeme von Girard sind zuerst anfangs der siebziger Jahre zur Ausführung gekommen. Deren Anordnung ist aus Textfig. 70 (Wehr im Yonne-Flusse bei l'Île brûlée) zu ersehen. Dabei sind die um die untere Kante drehbaren Klappen durch je eine gelenkförmige Kolbenstange gestützt, welche von unterhalb der Klappen liegenden Presszylindern ausgehen. Letztere stehen durch je ein Zuleitungsrohr mit einer am Ufer aufgestellten Druckpumpe in Verbindung, die mittels Turbine in Bewegung gesetzt wird. Je nachdem dann unter Vermittlung eines Dreiweghahnes die Wehrzylinder mit Druckwasser gefüllt, oder mit dem Unterwasser in Verbindung kommen, werden die Klappen bezw. aufgerichtet oder niedergelegt, und zwar kann dies mit jeder Klappe einzeln, unabhängig von den übrigen geschehen.

Fig. 70.



1: 95.

Girard's Klappenwehr mit hydraulischen Pressen.

Im vorliegenden Falle bildet der obere Teil der Klappe eine selbsttätige

Drehklappe, die bei Erreichung eines gewissen Wasserstandes umkippt (GC. 1888—89, Tome XIV).

Taf. 9, Fig. 23. Klappenwehr mit hydraulischen Pressen von Greve. Die Klappe *AB* wird hier durch zwei Gelenkstangen *D* an der Drehachse festgehalten, und durch einen Presskolben *HJ* in aufrechte Stellung gebracht, wenn der Presscylinder *JK* mit Druckwasser gefüllt wird, während die Klappe niederfällt, wenn der Zylinder mit dem Unterwasser in Verbindung gesetzt wird. Hierbei gleitet die mit Rollen versehene Unterkante der Klappe längs der Bahn *AG* (CBl. 1883, S. 339).

„ Fig. 24—24 a. Das Trommelwehr von Desfontaines. Dieses in den fünfziger Jahren erfundene Klappenwehr ist mit zweiflügeligen Klappen versehen, wobei der obere etwa um $\frac{1}{10}$ der Höhe kleinere Flügel (Oberflügel) die eigentliche Stauklappe bildet, während der untere (Unterflügel) in einem wasserdicht abgeschlossenen Raum *T* (Trommel, Wehrkammer) versenkt, und in demselben beweglich ist. Dieser Raum besteht aus der zylindrischen Vorderkammer (obere Kammer) und der rechteckigen Hinterkammer (untere Kammer) in welche die zwei Kanäle *a* und *b* münden, die durch Schützen oder Ventile mit dem Ober- oder Unterwasser in Verbindung gesetzt werden können. Wird der obere Kanal *a* wie in der Figur angedeutet, mit dem Oberwasser und der andere mit dem Unterwasser in Verbindung gesetzt, so werden die Klappen aufgerichtet, während behufs deren Senkung der untere Kanal *b* mit dem Oberwasser, und der andere mit dem Unterwasser in Verbindung gebracht wird. Um bei niedergelegten Klappen den oberen Kanal *a* noch oberhalb des Unterflügels ausmünden zu lassen, ist letzterer entsprechend abgebogen. Zur Stützung der Drehachse erhält die Trommel an den Enden der Klappen Scheidewände aus Blech, welche entsprechend den Kanälen *a* und *b* ausgeschnitten sind. Die Trommel ist oben mit Blech abgedeckt.

Diese Wehre wurden ursprünglich zu Ende der fünfziger Jahre zur Erhöhung der festen Überfallwehre der kanalisierten Marne zwischen Paris und dem Rhein-Marne-Kanal angewendet, fanden aber später auch an anderen Stellen in und ausserhalb Frankreich eine ausgedehnte Anwendung. Im vorliegenden Beispiel (Wehr in der Marne bei Dammery) wurde das Trommelwehr in ein festes Holzwehr eingebaut, wobei die Trommel aus einem Blechmantel von 7 mm Stärke besteht. Die Klappen (Fig. 24 a) erhielten beim oberen Flügel eine Breite und Höhe von bezw. 0,99 und 0,916 m, und beim unteren bezw. 0,953 und 0,92 m (AB. 1857, — Schw. Bztg. 1885, II. S. 67).

Taf. 10, Fig. 1—1 b. Desfontaine'sches Trommelwehr in der Marne bei Joinville, als Aufsatz auf einem massiven Wehr. Fig. 1 a zeigt einen Querschnitt der ganzen Wehranlage und Fig. 1 b den Durchschnitt des Widerlagers, woraus die Einläufe zu den Kanälen *a* und *b* zu ersehen sind. Selbe sind durch Schützen *c* und *d* abschliessbar, welche mit einem Schwengel *ef* in Verbindung stehen, wodurch bei Öffnung des einen Kanals nach dem Oberwasser zu derselbe gegen das Unterwasser geschlossen wird, während gleichzeitig beim anderen Kanal das Umgekehrte eintritt (HZ. 1861, Bl. 449 — Cl. 1869 — AB. 1884).

„ Fig. 2—2 d. Trommelwehr im Mühlgraben (Winterhafen) zu Oppeln (Zweig der Oder). Die ganze Wehranlage hat entsprechend dem Lageplan Fig. 2 eine Gesamtlänge von 38,5 m, wovon die seitlichen Teile *a*, *a*, von bezw. 9,0 und 20,5 m Länge, feste gemauerte Wehre von der früher besprochenen Anordnung sind (Taf. 3, Fig. 26), während der mittlere Teil *b* von 9,0 m Weite, aus einem zur Spülung des Mühlgrabens dienenden Trommelwehr besteht. Hierbei ist eine einzige, über die ganze Breite reichende Klappe angewendet, deren Drehachse durch Einschränkung der Hinterkammer auf ein geringes Mass (ca. 30 mm), unmittelbar auf dem Mauerwerk der Wehrkrone gelagert ist. Die Klappe ist hier zur Freilassung des Kanals *m* im stumpfen Winkel abgebogen und besteht aus

einem Gerippe von **I** Eisen von 158 mm Höhe (in gegenseitigen Entfernungen von 810 mm) und einer Blechabdeckung von 10 mm Dicke. Die äusserste Kante des Unterflügels ist für den Anschlag gegen das Mauerwerk zu beiden Seiten mit Holzleisten belegt. Der Oberflügel hat eine Höhe von 1822 mm und der Unterflügel eine solche von 2000 mm.

Die Wasserzuführung hinter dem Unterflügel erfolgt durch den unter dem Abfallboden des Wehres liegenden Kanal *n*, welcher mit der Hinterkammer durch vier Verbindungschlitze $o\, o_1$ . . von 0,5 m Höhe und 0,1 bis 0,2 m Breite in Verbindung steht (die zunehmende Breite behufs Erreichung eines gleichmässigen Drucks gegen die Klappe, da die entfernteren Schlitze das Wasser später bekommen, und daher zur gleichmässigen Füllung der Hinterkammer einen grösseren Querschnitt erhalten mussten). Die Verbindung der Kanäle *m* und *n* mit dem Ober- oder Unterwasser geschieht mittels eines Vierweghahnes, bestehend aus der Drosselklappe *k* (Fig. 2 c, 2 d), deren lotrechte Drehachse bis über die Seitenmauer der anschliessenden Schiffsschleuse reicht, und dort mittels eines kurzen Hebels gehandhabt wird. An dieser Mauer befindet sich der vom Oberwasser kommende Zufuhrkanal *a* (Fig. 2 d), welcher bei der angedeuteten Stellung der Drosselklappe durch den Kanal *b* mit dem Hinterkammerkanal *n* in Verbindung steht. Die Wehrklappe wird daher entsprechend Fig. 2 a offen gehalten. Wird dagegen die Drosselklappe um 90° gedreht, so gelangt das Oberwasser durch den Kanal *c* zum Vorderkammerkanal *m*, während die Hinterkammer mit dem Unterwasser in Verbindung kommt.

Das Wehr ist auf Kalkfels gegründet, und besteht aus Kalksteinen in Cementmörtel mit Deckplatten und Lagersteinen aus Granit, während die Innenflächen der Zuleitungskanäle aus Klinkern bestehen. Die Wehrkammern haben einen 3 cm starken Cementputz, und sind mit Wellblech abgedeckt, welches mit einer Betonschicht überzogen ist (ZfB. 1888, Bl. 51—52).

Ähnliche Trommelwehre kamen zur Ausführung in der Küddow bei Tarnowke (CBl. 1882, S. 346), in der Spree in Charlottenburg (ZfB. 1886, S. 338) und bei der Main-Kanalisierung für die Flossgasse (ZfB. 1888).

Taf. 10, Fig. 3—3 a. Trommelwehr, wobei die Kammern an beiden Enden mit dem Ober- und Unterwasser in Verbindung stehen. Werden hierbei zu beiden Seiten die Oberwasser-Zuflüsse zur Vorderkammer geöffnet, so werden sämtliche Klappen aufrecht stehen, wird aber wie in Fig. 3 von der einen Seite das Oberwasser durch den Kanal *a* in die Vorderkammer, und von der anderen Seite durch den Kanal b_1 in die Hinterkammer eingelassen, so entstehen zu beiden Seiten des Unterflügels zwei einander kreuzende, vom Ober- nach dem Unterwasser streichende Strömungen. Da hierbei durch den Spielraum zwischen Klappen und Kammerwand und den Reibungswiderstand ein längs der Klappen von links nach rechts zunehmender Druckverlust eintritt, so wird die erste Klappe links aufrecht stehen und die letzte niedergelegt sein, und die übrigen einen allmähligen Übergang bilden (CI. 1869 — Frz.).

„ Fig. 4—4 a. Trommelwehr im Mainkanal bei Schweinfurt. Diese Anordnung von Nagel & Kaemp, auch Winkelschütze genannt, kennzeichnet sich dadurch, dass der Unterflügel *A* mit dem Oberflügel einen rechten Winkel bildet, und dass eine besondere Abdeckung der Wehrkammer *B* hier fortfällt, indem dieselbe bei aufrechter Klappe, wie in Fig. 4 durch den Unterflügel, bei niedergelegtem Oberflügel dagegen durch diesen selbst ersetzt wird.

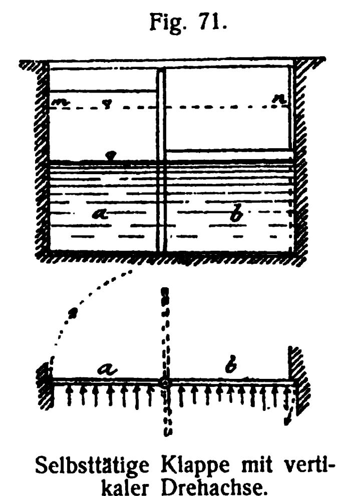
Das Aufrichten der Klappe geschieht durch Öffnen des Drosselventils *a* und Schliessen des Ventils *b*, wodurch die Wehrkammer mit dem Oberwasser in Verbindung gebracht wird, während umgekehrt bei geschlossenem Ventil *a* und geöffnetem *b* der Inhalt der Kammer nach dem Unterwasser abläuft, und die Klappe niederfällt (zwischen den Einläufen zu den Kanälen *a* und *b* befindet sich

ein festes Wehr). Das Gegengewicht *D* dient zur besseren Überwindung der Widerstände beim Aufrichten der Klappe (ÖW. 1882, S. 120).

Klappenwehre mit vertikaler Drehachse.

Die einfachste Art von Klappen mit vertikaler Drehachse sind die von Alters her, namentlich als „Spültore“ bei Spülschleusen, angewendeten selbsttätigen Drehtore, Textfig. 71. Diese Klappe hat zwei rechteckige Flügel, von denen der eine *a* schmäler aber höher ist als der andere *b*, welcher letztere sich auf der Unterwasserseite gegen einen Vorsprung des Widerlagers stützt. Die Breite der beiden Flügel ist nun so bemessen, dass sich der Druckmittelpunkt des Wasserdruckes gegen die Klappe so lange auf der Seite des Flügels *b* befindet, und infolge dessen die Klappe geschlossen bleibt, als der Wasserstand eine bestimmte, oberhalb der Oberkante der Klappe *b* gelegene Grenze *mn* nicht erreicht hat, während beim Überschreiten dieser Grenze der Druckmittelpunkt auf den Flügel *a* übertritt, und die Klappe sich öffnet.

Fig. 71.



Selbsttätige Klappe mit vertikaler Drehachse.

Taf. 10, Fig. 5—5a. Selbsttätiges Klappenwehr von Danckwerts. Die Klappen bestehen hier aus rautenförmigen Blechtafeln, mit lotrechter, seitwärts vom Schwerpunkt gelegener Drehachse. Die erste Klappe lehnt sich mit dem kürzeren Flügel gegen das Widerlager, während sich bei jeder folgenden Klappe der kürzere Flügel gegen den Längeren Flügel der vorhergehenden Klappe stützt. Da bei niedrigerem Wasserstand der Druckmittelpunkt bei jeder Tafel auf die Seite des kürzeren Flügels zu liegen kommt, so bleiben hierbei die Klappen geschlossen, während bei höherem Wasserstand der Druckmittelpunkt auf den längeren Flügel zu liegen kommt, infolge dessen sich sämtliche Klappen öffnen. Um die Klappen wieder einzustellen, brauchen dieselben nur von einer Brücke aus mittels der in der Figur angedeuteten Kette etwas gehoben zu werden, worauf sie sich durch den Wasserdruck von selbst in die geschlossene Lage einstellen (CBl. 1887, S. 56).

„ Fig. 6—6c. Klappenwehr von Giov. Frassi, ausgeführt im Jahre 1874 im Lombro bei Gabazzo in der Nähe von Mailand. Hier sind die Klappen von rechteckiger Form und stützt sich jede derselben mit ihrem breiteren Flügel gegen den kürzeren Flügel der links angrenzenden Klappe, während die erste Klappe links durch Ösen und Haken an einer lotrecht geführten Stange angehängt ist, die mittels Hebel mit einem Schwimmer in Verbindung steht. Sobald der Wasserstand die Oberkante der Klappen um ein bestimmtes Mass überschreitet, tritt das Wasser in die Schwimmerkammer ein und hebt den Schwimmer, wodurch die Haken aus den Ösen der ersten Klappe ausgelöst werden, und dadurch sämtliche Klappen sich öffnen.

Die Klappen haben ihre Drehachsen an je einem Poirée'schen Bock, mit dem sie auf die Wehrsohle niedergelegt werden können. Der Schwimmer besteht aus Blech und wird durch Gleitrollen lotrecht geführt (CBl. 1885, S. 439).

Das Walzenwehr.

Diese neueste, von der „Vereinigten Maschinenfabrik Augsburg und Maschinenbau-Gesellschaft Nürnberg A.-G." kürzlich zur Anwendung gebrachte, dieser Firma patentierte Wehrkonstruktion, zeichnet sich durch äusserste Einfachheit und Betriebssicherheit aus. Dieselbe besteht aus einer in das Wasser querüber versenkten, von einem Ufer zum anderen reichenden Blechwalze, deren Durchmesser der Höhe des Wehres entspricht, und die so stark ist, dass sie nicht nur dem Druck des aufgestauten Wassers und dem Auftrieb genügenden Widerstand leistet, sondern dass sie sich auch, wenn über Wasser emporgezogen, von einem Ufer zum anderen frei trägt. Das Versenken und Aufziehen der Walze geschieht mit verhältnismässig geringem Kraftaufwand durch Wälzen derselben auf beiderseitigen geneigten Bahnen, die in gemauerten Nischen untergebracht sind. Zu dem Behufe ist die Walze an den Enden mit Zahnkränzen versehen, die in Zahnstangen an den Bahnen eingreifen und geschieht das Aufziehen durch ein um das Ende der Walze geschlungenes Drahtseil, das auf einer am Ufer angebrachten Windetrommel aufgewunden wird. Die Walze kann entweder auf die ganze Länge einen Kreiszylinder bilden, oder es kann zur Minderung des Auftriebes der mittlere Teil, der eigentliche Staukörper, eine andere passende Gestaltung von geringerem Tauchungsquerschnitt erhalten, wenn nur die auf den Rollenbahnen laufenden Enden kreisförmig sind. Die bisher ausgeführten Anlagen dieser Art sind folgende:

Taf. 10, Fig. 7. Walzenwehr des Grundablasses in einem Seitenarm des Mains zu Schweinfurt. Dieses im Jahre 1902 ausgeführte Wehr hat 18 m Weite, 3,6 m grösster Stauhöhe und 4,136 m grösster Oberwassertiefe. Mit Rücksicht auf die ziemlich erhebliche Unterwassertiefe erhielt hier der eigentliche Verschlusskörper ein birnförmiges Profil, wobei die dem Stielende der Birne entsprechende Schneide mit einem Eichenbalken für den Anschluss an die Sohlenschwelle armiert ist. Zur Erhöhung des Gewichtes gegen den Auftrieb ist diese Walze von einen Blechzylinder von kleinerem Durchmesser durchbrochen, der sich beim Versenken mit Wasserballast füllt. Die Bahnen haben eine Neigung von 45°.

Der Antrieb erfolgt hier durch zwei auf beiden Ufern aufgestellte, mittels Handkurbel bewegte Windewerke, in welchen selbstsperrende Schnecken eingeschaltet sind (ÖZ. 1903, N:o 50 — DB. 1902, S. 645).

„ Fig. 8—8b. Walzenwehr von 35 m Lichtweite im Hauptarme des Mains zu Schweinfurt. Diese im Jahre 1903 ausgeführte Anlage dient als beweglicher Aufsatz auf einem massiven Wehr, und besteht aus einer zylindrischen Blechwalze von 2 m Durchmesser und 37,65 m Länge. Die Anordnung war dadurch bedingt, dass infolge der schweren Eisgänge, die durch die Wehröffnung vielfach ihren Weg nehmen, keinerlei Pfeiler oder Zwischenstützen zulässig waren. Selbst bewegliche Ständer, die vollständig aus der Öffnung hätten entfernt werden können, waren nicht gestattet, weil auch sie gewisser Vorsprünge auf dem festen Wehrrücken bedurft hätten, welche der Zerstörung durch das Eis ausgesetzt gewesen wären.

Bei dieser Anlage sind die im oberen Teil unter 45° geneigten Laufbahnen nach unten bis zu einer Neigung von 0,25 gegen das Lot abgebogen. Infolge

dessen rückt der Punkt, in welchem sich die Walze in ihrer Schluss-Stellung gegen die Bahn stützt, so weit in die Höhe, dass die Mittelkraft aus ihrem Gewicht und dem Wasserdruck unterhalb dieses Stützpunktes zu liegen kommt. Hierdurch sind die besonderen Einrichtungen entbehrlich geworden, die beim Grundablass erforderlich waren, um die Walze bei höheren Wasserständen in die tiefste Stellung hinabzuziehen und in derselben festzuhalten.

Zum Aufziehen befinden sich hier an einem Walzenende zwei Drahtseile *S* neben einander (Fig. 8—8 a), von denen jedes einzelne stark genug ist, um den ganzen erforderlichen Zug aufzunehmen, so dass sich beide gegenseitig als Reserven dienen. Das andere Ende hat aber bei dieser Anlage keinen Antrieb, sondern wird dasselbe nur gleich dem linken Ende durch eine Verzahnung geführt und überdies zur Sicherheit durch eine Gall'sche Kette festgehalten, die sich bei der Bewegung der Walze im umgekehrten Sinne zu jenem der Aufzugseile um dieselbe wickelt (Fig. 8 b). Die Sohlendichtung erfolgt hier durch unmittelbare Pressung der Walze auf eine bündig im Wehrrücken eingelassene Holzschwelle, während die Seitendichtung durch eine 60 mm Starke Zwischenlage 180 mm breiter geteerter Hanfseile zwischen dem Eisen und dem Nischenmauerwerk bewerkstelligt wird.

Die Bewegungen erfolgten ursprünglich von Hand, sollten aber später mittels Elektromotor geschehen. Die Hebung des 88 000 kg schweren Körpers wird durch 8 Mann, welche an 4 Handkurbeln arbeiten auf ungef. 3 m Höhe in $2\,{}^1/_2$ bis 3 Stunden bewirkt, während die Senkung mit voller Sicherheit durch einen einzigen Mann geschehen kann.

Die Kosten dieser ganzen Verschlussvorrichtung einschliesslich des Windewerkes, aber ohne Mauerwerk, beliefen sich auf 66 000 Mk (DB. 1904, N:o 5).

B. Staudämme.

Während die Wehre eine Erhöhung des Wasserspiegels in fliessenden Gewässern zum Zwecke haben, wobei das gesamte Wasser oder ein grösserer Teil davon über die Wehrkrone abfliesst, bezwecken die Staudämme oder Talsperren die Absperrung eines Tales behufs Aufspeicherung des demselben zufliessenden Niederschlagswassers in einem sog. Staubecken (Stauweiher, Sammelbecken, Sammelteich, Reservoir).

Die Konstruktion der Staudämme richtet sich hauptsächlich nach deren Höhe, den zur Verfügung stehenden Baumaterialien, und nach der Beschaffenheit des Untergrundes. — Die Höhe ergibt sich aus der grössten aufzuspeichernden Wassermenge, wobei zu beachten ist, dass die Krone des Staudammes so hoch über dem höchsten Wasserspiegel liegen muss, dass sie nicht nur hochwasserfrei liegt, sondern dass sie auch durch den stärksten Wellenschlag nicht überflutet wird. Hierfür ist je nach der Stärke und Richtung der herrschenden Winde, der Ausdehnung und Tiefe des Beckens, und der Konstruktion des Dammes, eine Höhe der Krone über dem höchsten Wasserstand von etwa 2 m bis $3\frac{1}{2}$ m erforderlich. Bei vorhandener Schutzmauer (Brüstungsmauer, Wellenbrecher) an der Wasserseite kann sich diese Höhe allenfalls auf die Oberkante derselben beziehen. — In bezug auf das Material bestehen die Staudämme aus Erde, aus losem

Steinmaterial (mit und ohne Holzgerippe), aus Mauerwerk, einer Kombination von Mauerwerk und Erde, aus Beton, einer Kombination von Beton und Eisen und aus Eisen allein. — Der Untergrund muss unbedingt tragfähig sein, da eine künstliche Befestigung des Baugrundes der grossen Grundfläche wegen hier sehr schwierig und kostspielig wäre. Die Gründung richtet sich dann nach der Bauart des Dammes und zwar werden bei undurchlässigem erdigen Untergrund die Erddämme auf diesem aufgeführt, während bei gemauerten Dämmen in der Regel der Anschluss an den festen Felsen gesucht werden muss.

In Europa werden meistens nur Staudämme aus Erde und aus Mauerwerk ausgeführt, während die übrigen Arten vorzugsweise in Amerika gebräuchlich sind.

Die Wasserentnahme aus den Staubecken geschieht durch Ablässe in Form von in den Staudämmen angebrachten gemauerten Kanälen oder eisernen Leitungsröhren, die durch Schützen oder Absperrschieber geschlossen sind, oder durch seitlich ausgesprengte Stollen, die in gleicher Weise wie die Ablasskanäle abgesperrt werden. Diese Asperrvorrichtungen werden meistens an der Wasserseite, manchmal aber auch an beiden Enden angebracht. Wenn der Ableitungskanal nicht an der tiefsten Stelle des Staubeckens angebracht werden kann, so wird an dieser Stelle meistens noch ein besonderer Grundablass ausgeführt, wodurch bei erforderlichen Ausbesserungen und behufs zeitweilig erforderlicher Spülung und Räumung der angesammelten Sinkstoffe das Staubecken ganz entleert werden kann. Manchmal mündet der Ableitungskanal an der Wasserseite in einen an den Staudamm anschliessenden oder ganz freistehenden und dann von der Dammkrone aus durch eine Dienstbrücke zugänglichen Schacht, welcher zum Einsteigen nach der Leitung und zur Führung der Zugstangen der Schützen dient. Es werden dann entweder nur an der Kanalmündung oder nur an den Schachtwänden, oder an beiden Schützen angebracht. Manchmal dient der Schacht auch als Überlauf bei Überschreitung des Normalwasserstandes.

Zur Ableitung des überschüssigen Wassers (Freiwassers) müssen an jedem Staudamm überdies noch besondere Überläufe (Überfälle) angeordnet sein, welche zu jeder Zeit soviel Wasser abzuleiten vermögen, dass bei den grössten Zuflüssen keine unzulässige Erhebung des Wasserspiegels eintritt. Dieselben erhalten gewöhnlich die Form eines an die Talwand anschliessenden, besser noch in derselben ausgesprengten Überfallwehres, von dem das Wasser in einer besonderen Rinne zur Talsohle abgeleitet wird. Manchmal werden wohl auch zu beiden Seiten solche Überläufe angebracht, nebstdem es auch Fälle gibt, wo der mittlere Teil des Dammes zum Überlauf ausgebildet ist. Die Krone dieser Überläufe wird etwa 2 bis 4 m tief unter der Dammkrone angelegt, während ihre Länge entsprechend der abzuleitenden grössten Wassermenge bemessen wird. Zuweilen

werden diese Überfälle auf einem Teile ihrer Länge mit Aufsätzen in Form von beweglichen Wehren (Freiarchen) versehen, die entweder von Hand zu öffnen oder selbsttätig sind (vergl. Textfig. 48 & 61).

1. Staudämme aus Erde.

Diese Staudämme erhalten ein trapezförmiges Querprofil, mit einfachen oder durch Bermen abgetreppten Seitenböschungen mit etwa 2 bis 3 facher Anlage an der Wasserseite und 1½ bis 2 facher Anlage an der Talseite. Dieselben pflegen an der Wasserseite gewöhnlich gepflastert und an der Talseite mittels Rasen befestigt zu werden. Da der Rauminhalt derartiger Dämme mit der Höhe rasch zunimmt und solche Erdschüttungen infolge der notwendigen sorgfältigen Ausführung verhältnissmässig kostspielig sind, so sind Erddämme im allgemeinen nur vorteilhaft bei Höhen bis zu etwa 20 m. Die Kronenbreite soll in der Regel ungefähr ⅓ der Höhe, wenigstens aber 4 m betragen. Solche Dämme sollen stets nur auf undurchlässigem erdigem, von pflanzlichen Teilen freiem Untergrund angeschüttet werden, da nur in diesem Falle die nötige innige Verbindung zwischen dem natürlichen Boden und der Anschüttung zu erreichen ist. Dem entsprechend ist die oberste Vegetationschichte stets bis zum festen reinen Erdboden abzuheben und die so gewonnene Basis durch Graben oder Pflügen derart rauh zu machen, dass eine innige Verbindung des angeschütteten mit dem gewachsenen Erdboden eintreten kann. Zu gleichem Zwecke und zur Sicherheit gegen ein allfälliges Abgleiten des Dammes, lässt man denselben auch zahnartig in den Erdboden eingreifen. Auch wird zu gleichem Zwecke der Fuss der wasserseitigen Böschung manchmal tiefer niedergeführt und eventuell noch durch eine vorgebaute Mauer gedichtet.

Das beste Erdmaterial für den Damm ist sandiger oder schotteriger Lehm, mit etwa 30 bis 40 % Tongehalt. Es hat aber sich in einzelnen Fällen sogar ein Tongehalt bis zu 66 % als zulässig erwiesen. Reiner Sand ist nicht genügend dicht, während reiner Ton beim Austrocknen rissig wird ohne nachzusinken, wodurch derselbe undicht wird. Wo eine geeignete natürliche Bodenart nicht vorhanden ist, kann eine auf künstlichem Wege (mittels besonderer Quetsch-, Mahl- und Mischwerke, vergl. AB. 1898, Bl. 21) hergestellte Mischung von etwa 1 Teil Ton und 2 Teilen Sand zur Anwendung kommen. Als ein wirksames Dichtungsmittel hat sich ein Zusatz von Kalk (etwa 1 Teil Kalk auf 100 Teile Erdboden) erwiesen. Oft wird auch nur ein Kern oder besser eine Schicht von entsprechender Dicke unter der wasserseitigen Böschung (Dammbrust) aus wasserdichtem Material angelegt, die entsprechend tief unter die Sohle des Dammes niedergeführt werden. Dies ist namentlich bei durchlässigem Untergrund notwendig, in welchem Falle der Kern bis in den undurchlässigen Boden (oft bis zu beträchtlicher Tiefe) nie-

dergeführt werden muss. Besteht in solchen Fällen der Damm aus undurchlässiger Bodenart ohne Kern, so kann auch nur ein schmaler, einem Kerne entsprechender Teil des Dammes bis zum undurchlässigem Untergrund niedergeführt werden.

Das Auftragen des Erdmaterials soll in 10 bis 25 cm hohen, nach der Wasserseite zu fallenden Schichten geschehen, welche mit Wasser gehörig anzufeuchten und durch Stampfen oder Walzen (mittels Pferde- oder Dampfwalzen) möglichst zu verdichten sind. Jede Schichtenfläche soll vor dem Auftragen der nächsten Schichte befeuchtet werden.

So wurde beispielsweise bei allen vom österreichischen Montan-Aerar hergestellten Stauweihern das Dammaterial nicht nur getreten, sondern auch so lange mit hölzernen oder eisernen Stösseln verdichtet, bis dasselbe von einem dagegen gepressten dünnen stumpfen Stocke keinen Eindruck mehr annahm (vergl. ÖZ. 1897, S. 333).

Bei der in den Jahren 1880—82 ausgeführten Erhöhung der Erddämme des Stauweihers von Gondrexang zur Wasserversorgung des Rhein-Marne-Kanals, dienten zur Verdichtung des Auftrages gusseiserne Stampfer (Erdstössel), 15 bis 18 kg schwer (von einem Mann zu bedienen), Walzen und s. g. Klatschen aus Eichenholz zum Schlagen der Böschungen, 2 m lang, unten auf 0,8 m Länge prismatisch, mit dem Querschnitt 0,2 × 0,2 m, oben zum Anfassen rund mit 8 cm Durchmesser. Die Walzen bestanden aus 11 gusseisernen Rädern welche an zwei Achsen so angebracht waren, dass die Räder der einen Achse zwischen diejenigen der anderen eingriffen. Die Achsen trugen einen kastenförmigen Behälter für die aus Bruchsteinen bestehende Belastung. Das Gewicht betrug unbeladen 1000 kg, beladen bis zu 2800 kg. — Die Erde wurde in Schichten von 0,25 m Höhe aufgebracht, wobei es nicht gestattet war, Erdschollen in den Auftrag zu bringen, sondern durften die einzelnen Knollen höchstens Faustgrösse haben. Da das Walzen sowohl in bezug auf die Güte der Arbeit als auch wegen der grösseren Billigkeit den Vorzug verdient, so wurde das Stampfen nur dort angewendet, wo das Walzen wegen Raummangel für die Zugpferde nicht ausführbar war. Zum Ziehen wurden 6 Pferde benutzt. Die auf ca. 100 m Länge lose aufgeschüttete Erde wurde mit unbeladener Walze so lange befahren, bis eine gewisse Dichtung und Ebnung des Bodens erreicht wurde, worauf nach und nach Bruchsteine aufgeladen wurden und so lange befahren wurde, bis eine Bewegung des Bodens vor und nach der Walze nicht mehr bemerkt werden konnte. Man überzeugte sich von der genügenden Verdichtung durch Einstecken eines spitzen Stockes, der nicht tiefer eindringen durfte als in den gewachsenen Boden, nämlich etwa 15 cm. Im Durchschnitt genügten hierfür 15 Walzengänge, und verringerte sich dabei die Höhe der Auftragschicht um etwa ein Drittel. Der Boden durfte hierbei weder zu nass noch zu trocken sein, da im ersteren Falle die Erde an der Walze anklebte und die Arbeit verhinderte, während sich trockener Tonboden gar nicht komprimieren liess. Am besten ist es, den Boden bei natürlicher Feuchtigkeit einzustampfen oder zu walzen. Die Kosten des Verdichtens betrugen im Durchschnitt 0,198 M. pro 1 cbm Auftrag in verdichtetem Zustand (CBl. 1884, S. 191).

Im folgenden sollen einige charakteristische Beispiele von Staudämmen dieser Art näher besprochen werden.

Taf. 10, Fig. 9. Lageplan des Mouche- und des Liez-Reservoirs bei Langres, zur Speisung des Marne-Saône-Kanals. Beide Staubecken sind bei einer grössten Wassertiefe von bezw. 20,1 und 16,53 m durch Erddämme abgesperrt, und stehen durch besondere Speisegräben (Zubringer) z mit dem Kanal in Verbindung.

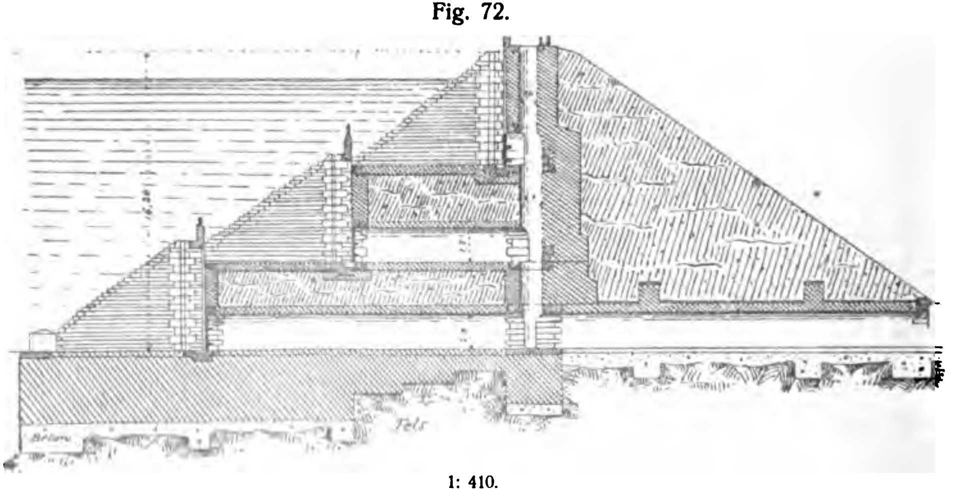
„ Fig. 10—11 e. Anordnung des Staudammes des Liez-Reservoirs. Fig. 10 zeigt den Grundriss, Fig. 11 den Aufriss und Fig. 11 a den Querschnitt

des Dammes. Als Material kam bei demselben eine Mischung von ⅔ Ton und ⅓ Sand zur Anwendung. Behufs Erreichung eines dichten Anschlusses an den Erdboden und gegen eine allfällige Verschiebung des Dammes greift derselbe zahnartig in den vorher teilweise abgegrabenen Boden ein (Fig. 11 a), nebstdem der wasserseitige Böschungsfuss eine besondere Sicherung durch tieferes Eingreifen und eine Mauer vorgebaut erhielt. Die Böschungen haben Bermen und sind auf der Wasserseite gepflastert. Die Krone ist mit einer Schutzmauer gegen das Überstürzen der Wellen versehen. — Im Aufriss (Fig. 11) ist *E* der Speiseablass, *G* der Grundablass und *J* der Überlauf. — Aus Fig. 11 b—11 c sind der Längenschnitt und der Aufriss des Speiseablass-Kanales zu ersehen. Derselbe besteht aus einem gemauerten Durchlass, welcher von einem unter der Dammkrone befindlichen Brunnen ausgeht und durch zwei über einander befindliche Schützen verschliessbar ist, die von der Dammkrone aus gehandhabt werden können. Hierbei wird der Aufzug dadurch erleichtert, dass bei höherem Wasserstand nur die obere Schütze aufgezogen und dabei ein kleinerer Wasserdruck überwunden zu werden braucht, als wenn nur an der Sohle eine Schütze vorhanden wäre. Der Zufluss zum Brunnen wird durch zwei lotrechte Flügelmauern frei gehalten, welche gegen den auf sie wirkenden Erddruck durch mehrere Spannbögen mit einander verbunden sind. — Fig. 11 a—11 e, zeigen bezw. den Längenschnitt des Grundablasses und den Querschnitt des Überlaufes.

Am Mouche-Reservoir hat der Staudamm, bei gleicher allgemeiner Anordnung wie beim vorigen, eine Höhe von 22 m, eine Breite an der Basis von 340,77 m und eine Krone welche einen Fahrweg von 5 m Breite und beiderseitige Gehwege von 1 m Breite aufnimmt. Die äussere Böschung ist in gegenseitigen lotrechten Abständen von 6 m von drei Bermen unterbrochen, welche 2 m Breite und eine Neigung von 1 : 10 haben. Die Böschungsabschnitte zwischen den Bermen haben hier von unten nach oben eine Neigung von 1 : 2¼, 1 : 2, 1 : 1½ und 1 : 1¼. Die wasserseitige Böschung ist gepflastert und gleichfalls durch Bermen unterbrochen (in gegenseitigen Abständen von 2 m) und haben die einzelnen Böschungsabschnitte von unten nach oben eine Neigung von 34° 35° 36° . . bis 45° gegen die Horizontale. Die Ablässe sind hier von gleicher Anordnung wie beim Liez-Reservoir (ZfB. 1882, Bl. 45).

Textfig. 72 zeigt eine andere Variation eines derartigen Ablasses, mit drei über einander befindlichen Schützen (Reservoir von Montobry, am Canal du Centre,

Fig. 72.



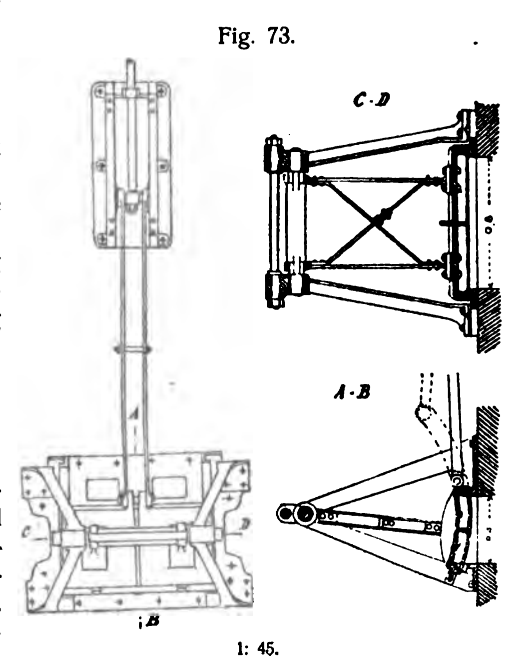
1: 410.
Reservoir von Montobry.

ausgeführt 1859—61). Die Erdschüttung ist hier bis zum Felsboden niedergeführt und in denselben teilweise eingesprengt. Die Anlage für die Wasserentnahme besteht aus einem in den Damm eingebauten Brunnen von 1,1 m Durchmesser, welcher unten in einen mittels Schütze verschliessbaren Durchlass von 1 m Breite und 2 m Höhe ausmündet. Über diesem Durchlass befinden sich noch zwei andere mit Schützen verschliessbare Einlässe. Sämtliche Schützen können durch längs der Böschung geführte Transmissionen vom Scheitel des Dammes aus bewegt werden (GC. 1895 II. N:o 678).

Taf. 10, Fig. 12—12 d. Älterer Staudamm am Torcy-Reservoir (Canal du Centre). Bei dieser Anlage ist der Erddamm auf der Wasserseite mit Mauerwerk bekleidet. Diese Anordnung hat sich in soferne nicht bewährt, als diese Mauern im aufgefüllten Boden durch ungleichförmige Setzungen beschädigt wurden, und nachträglich durch Gegenpfeiler verstärkt werden mussten, welche stellenweise bis zum Dammfuss hinabreichen (Ch.).

Taf. 11, Fig. 1. Staudamm am Torcy-Neuf-Reservoir. Dieser in neuerer Zeit (1883—87) ausgeführte Stauweiher bedeckt eine Fläche von 116 ha, hat einen Umfang von 15 km, eine grösste Stauhöhe von 14,5 m und einen Fassungsraum von 8 767 000 cbm. Der Absperrdamm besteht aus sandigem Ton (34 % Ton und 66 % Sand). Die wasserseitige Böschung ist mit einer 0,5 m starken Bruchsteinmauer auf Betonunterlage von 0,25 m Dicke abgedeckt und in unter 45° geneigte Stufen von 1,5 m Höhe geteilt, welche durch 0,9 m und 2,0 m breite Bermen unterbrochen sind. Die Krone liegt 1,8 m über dem höchsten Wasserspiegel und ist mit einer Schutzmauer von 1,2 m Höhe versehen. Die Erde für die Dammschüttung wurde in Schichten von 10 cm aufgetragen, mit Kalkpulver (30 kg pro 1 cbm) vermengt, befeuchtet und mittels Dampf- und Pferdewalzen von bezw. 5 000 und 1 200 kg Gewicht komprimiert (auf 7,5 cm Dicke). Mit ersterer konnten 500 cbm und mit letzterer 80 cbm Erde täglich komprimiert werden. Die Verdichtung wurde als genügend angesehen, wenn ein Stab von 1 qcm Querschnitt bei 100 kg Belastung nicht tiefer als 1 m eindrang. Der Preis für die Verdichtung betrug, alle Arbeiten einberechnet, 0,23 Frs pro 1 cbm Damm.

Fig. 73.



Zylinderschütze beim Torcy-Neuf Reservoir.

Die Wasserentnahme geschieht hier durch einen gemauerten Kanal, welcher am Fusse der wasserseitigen Böschung in einen Brunnen ausmündet. Dieser Brunnen dient sowohl als Überlauf (nebst einem Überlauf an der Dammkrone), als Speise-Ablass und als Grundablass. Zu ersterem Zwecke fliesst das Wasser über die oberste Kante, während für die Ablässe an den Wänden in drei Absätzen, in gegenseitigen Entfernungen von 4,8 m Öffnungen von 0,8 m Breite und 0,4 m Höhe angebracht sind, welche durch Zylinder-Schützen von der in Textfig. 73 ersichtlichen Anordnung geschlossen sind.

Ist F die Oberfläche der Schütze, p der Wasserdruck pro Flächeneinheit und φ der Reibungskoeffizient, so wäre bei einer gewöhnlichen Schütze gleicher Grösse die erforderliche Zugkraft:

$$P_1 = \varphi p F,$$

während dieselbe für die Zylinderschütze bei vollkommen dichtem Anschluss, wenn f die Anschlussfläche, r den Halbmesser der Drehzapfen und R jenen der Schütze bezeichnet:

$$P = \varphi p \left(F \frac{r}{R} + f\right)$$

beträgt. Demnach ist:

$$\frac{P}{P_1} = \frac{r}{R} + \frac{f}{F}.$$

Da im vorliegenden Falle $r = 0{,}09$ m, $R = 1{,}0$ m, $f = 0{,}014$ und $F = 0{,}420$, so ergibt sich:

$\frac{P}{P_1} = 0{,}123$ (ÖW. 1888, N:o 47. — NA. 1891, S. 50. — GC. 1895, II. N:o 678).

Taf. 11, Fig. 2. Gründung des Staudammes von Muley Aagoun. Da sich hier der dichte Untergrund erst in 12 m Tiefe befindet, wurde ein Teil des Dammes in Form einer Wand von 3 m Dicke bis zu jener Tiefe niedergeführt (ÖZ. 1889, S. 316).

„ Fig. 3. Dichtung des Staudammes von Paroy (Rhein-Marne-Kanal). Der aus Mergel bestehende Dammkörper wurde auf der Wasserseite mittels einer Schicht von sandhaltigem Tonschlag abgedichtet, nebstdem am Fusse die Erdschüttung bis zu tieferen Erdschichten niedergeführt wurde und eine Dichtungsmauer vorgebaut erhielt (HZ. 1886, Bl. 23).

„ Fig. 4—4a. Älterer Staudamm mit Lehmkern am Speise-Reservoir des Birmingham-Warwick-Kanals. Die Wasserentnahme geschieht hier mittels einer eisernen Rohrleitung, welche an der äusseren Seite durch einen Hahn H, und auf der Wasserseite durch eine Klappe A geschlossen ist, die von der Dammkrone aus mittels Kette und Winde bewegt wird. Durch diesen wasserseitigen Verschluss wird ein Verstopfen des Rohres durch Eindringen von Unreinlichkeiten vermieden (Hg.-Ch.).

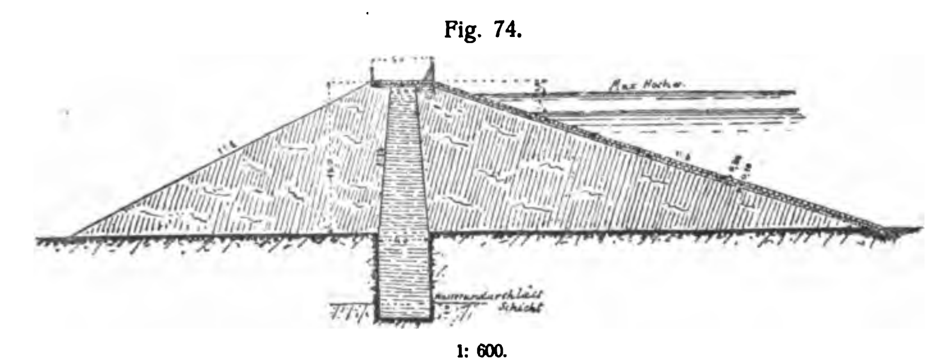
„ Fig. 5. Älterer englischer Staudamm mit Lehmkern und Ablass in Form eines Heberrohres, welche Anordnung gegenüber der vorigen den Vorteil hat, dass hierbei durch die Rohrleitung der Damm nicht undicht werden kann. Die Ingangsetzung des Hebers geschieht durch Auspumpen der Luft mittels einer am Scheitel angebrachten Pumpe (Hg.-Ch.).

Die nachstehende Textfigur 74 zeigt eine neuere Staudammanlage mit Lehmkern, nämlich den Wolfsgraben-Staudamm bei Wien. Der 12 m hohe und ca. 250 m lange Damm erhielt einen Kern von 2 m oberer und 4 m unterer Dicke, der aus einem (in einem besonderen Tegel-Quetsch-Mahl- und Mischwerk hergestellten) Gemisch von Ton (Tegel) und Sand besteht und bis zu der auf ca. 5½ m Tiefe gelegenen wasserdichten Erdschicht, 1 m tief in dieselbe eingreifend, niedergeführt ist. Die wasserseitige Böschung und die Dammkrone sind gepflastert. Zum Schutz gegen das Überschlagen der Wellen sollte hier statt der sonst üblichen Schutzmauer eine Bohlenwand zur Anwendung kommen, was sich jedoch nicht empfiehlt, da eine solche Wand dem allfälligen Wellendruck keinen genügenden Widerstand zu leisten vermag (ÖZ. 1897 — AB. 1898).

„ Fig. 6—7. Beispiele von englischen Staudämmen mit ungewöhnlich tief niedergeführten Lehmkernen, deren in den Felsboden eingreifender Fuss aus Beton besteht (ÖM. 1900, S. 312, Bl. 38—39).

Taf 11, Fig. 8—8c. Staudamm der Wasserleitung von Scutari-Kadikeui (ausgeführt im Jahre 1890). Derselbe hat eine Länge von 314 m, wovon 175 m auf einen Erddamm, 83 m auf einen Steindamm mit dem Ablass, und in dessen Verlängerung 56 m auf einen gemauerten Überlauf entfallen (Fig. 8). Der Erddamm (Fig. 8 a) hat eine doppelte Dichtung, bestehend aus einem bis zum Felsboden niedergeführten Lehmkern von 3 m Dicke in der Höhe der Erdoberfläche, 1,0 m an der Krone und 1,2 m an der Sohle, und einem ca. 2 m unter den Böschungen

Fig. 74.



1: 600.

Der Wolfsgraben-Staudamm der neuen Wienthal-Wasserleitung.

durchgehenden Lehmschlag, dessen Dicke auf der Wasserseite von oben nach unten von ca. 0,4 m bis 1,0 m zunimmt. Die Wasserentnahme geschieht entsprechend Fig. 8 c, aus einem mit mehreren Schützen von 800 m Durchmesser versehenen Brunnen (NA. 1895, S. 18, Pl. 7—8).

In neuerer Zeit sind namentlich in Amerika, statt derartiger Lehmkerne auch Kerne aus Beton und aus Mauerwerk zur Anwendung gekommen. Eine derartige Anordnung zeigt der im Jahre 1893 erbaute Sudbury-Staudamm der Bostoner Wasserversorgung (Textfig. 75—75 a), welcher einen bis zu dem in 13 m Tiefe befindlichen Felsboden niedergeführten Betonkern von 2,4 m unterer Dicke enthält. Die Herstellung des Betonkernes geschah in Schichten entsprechend Fig. 75 a, mittels eines auf Schienen fahrbaren Gerüstes, in der Art, dass jede Schicht von 2,55 m Höhe mit einer kräftigen Verzahnung in die darunter liegende Schicht eingreift. Der Beton besteht aus einer Mischung von 1 : 2 : 5 und wurde der Kern mit Cement verputzt. Im Kerne wurden eiserne Rohre von 15 cm Weite von unten senkrecht hochgeführt, um daran später etwaige Beschä-

Fig. 75 a.

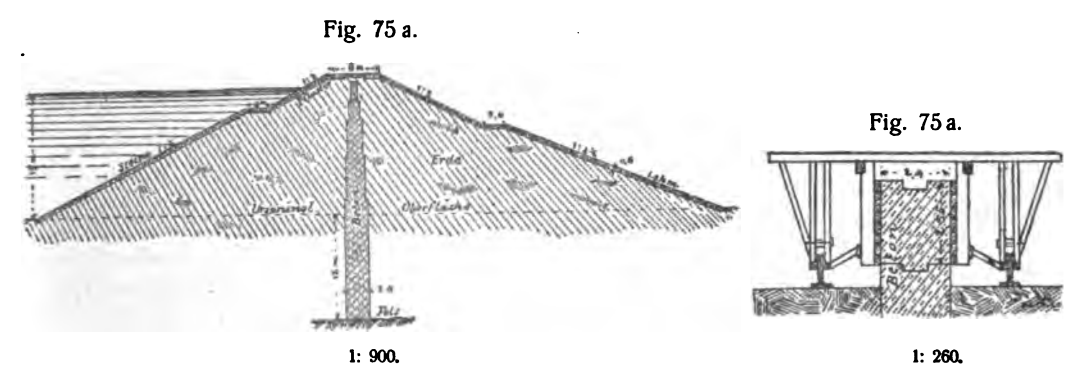


Fig. 75 a.

1: 900. 1: 260.

Sudbury-Staudamm der Wasserversorgung von Boston.

digungen bezw. Undichtigkeiten des Kernes beobachten zu können (ZfB. 1895, Ergängz. Heft. S. 91).*)

Taf. 11, Fig. 9—9e. Southborough-Staudamm (Damm N:o 5) des Wasserwerkes von Boston. Wie aus dem Grundriss Fig. 9 zu ersehen besteht dieser 594 m lange Staudamm aus zwei seitlichen Erddämmen und einem mittleren Überfalldamm aus Mauerwerk von 91 m Länge. Fig. 9a zeigt den Querschnitt der Erddämme, welche einen Betonkern nebst einem Lehmkern enthalten. Ersterer ist in den Felsboden eingesprengt, hat an der Sohle und an der Krone eine Dicke von bezw. 3,0 und 0,6 m und ist auf der Wasserseite mit Cement verputzt. Der Überfalldamm (Fig. 9b) besteht aus Bruchsteinmauerwerk mit Quaderverkleidung und ist gleichfalls in den Felsen eingesprengt. Die Wasserentnahme geschieht aus einem dreiteiligen Brunnen (Fig. 9d—9e) mit je einem in einer Betonbettung eingelegten Ablaufrohr von 1,2 m Durchmesser (Engg. Nws. 1895, April).

„ Fig. 10—10b. Staudamm des Reservoirs von Orédon, welcher auf der wasserseitigen Böschung mit einer gepflasterten Betonschüttung gedichtet ist. Unmittelbar unter dem Pflaster befindet sich eine ca. 0,7 m dicke Schicht von Asphaltbeton, worauf der Cementbeton, in einer von oben nach unten, von 0,6 bis 2,0 m zunehmenden Dicke, folgt. Unter dieser Betonschüttung befinden sich Drains, welche das allenfalls durchsickernde Wasser in einen Sammelkanal *C* ableiten, und so dessen Eindringen in das Erdreich verhindern sollen.

Im allgemeinen erscheint eine solche blosse Betondichtung an der wasserseitigen Böschung weniger zweckmässig als die vorigen Anordnungen, da durch die Setzungen des Dammes diese Betonschicht leichter undicht wird als eine solche Schicht aus Lehm oder ein Lehm- oder Betonkern, wie dies die Erfahrung, beispielsweise am Torcy-Reservoir gezeigt hat.

Diese Anlage befindet sich am Ablauf des Neste-Flusses aus dem See von Orédon, und bezweckt eine Regelung des Abflusses zur Vermeidung von Überschwemmungen und zur Verschaffung einer stets genügenden Wassermenge zu industriellen und landwirtschaftlichen Zwecken. Vorher pflegte der Fluss zur Sommerzeit meistens trocken zu sein (AdP. 1887, II. Pl. 34).

Statische Berechnung der Staudämme aus Erde.

Die Standsicherheit der Erddämme ist teils durch die Möglichkeit einer Unterwaschung infolge von Durchsickerung im Untergrund oder im Dammkörper, teils durch die Möglichkeit eines Durchbruches infolge von Verschiebung des Dammes durch den Wasserdruck gefährdet. In den meisten Fällen genügt es bei der Ausführung nach den angegebenen Regeln für eine hinreichende Sicherheit gegen Unterwaschung zu sorgen, wobei dann gewöhnlich auch eine so grosse Sicherheit gegen Durchbruch vorhanden ist, dass eine diesbezügliche Berechnung nicht erforderlich ist. In zweifelhaften Fällen (bei möglichst kleiner Kronenbreite, steilen Böschungen) kann aber der vorhandene Sicherheitsgrad gegen den Durchbruch in folgender Weise festgestellt werden:

Bezeichnet h die Wassertiefe über irgend einer Schichte, α den wasserseitigen Böschungswinkel gegen die Vertikale und γ das Gewicht der Raumeinheit Wasser, so ist die wagrechte und die lotrechte Komponente des Wasserdrucks auf die Längeneinheit der Böschung bezw.

*) Einen ebensolchen Kern aus Bruchsteinmauerwerk zeigt die später besprochene neue Croton-Thalsperre bei New York.

$$H = \tfrac{1}{2}\gamma h^2$$
$$V = \tfrac{1}{2}\gamma h^2 tg\alpha$$

Wird ferner mit G das Gewicht des über der fraglichen Schichte befindlichen Teiles des Dammes, mit f der Reibungskoeffizient der Erde, und mit s der Sicherheitskoeffizient bezeichnet, so ist

$$s \,.\, H = f(G + V)$$
$$s = f\frac{G + V}{H},$$

worin für trockenen Lehmboden f etwa $= 0{,}8$ bis $1{,}0$ und für nassen Lehmboden $f = 0{,}4$ bis $0{,}5$ angenommen werden kann.

Bei Dämmen, die aus durchlässigem Erdboden mit einem dichten Kern bestehen, muss die Möglichkeit vorausgesetzt werden, dass das Wasser in irgend einer Schichte bis zum Kern vordringen und hier einen dem Gewichte des Dammes entgegengesetzt wirkenden Auftrieb Z erzeugen kann. Wird die Breite dieser Schichte von der inneren Böschung bis zum Kern mit b bezeichnet, so ist im äussersten Fall

$$Z = \gamma b h \text{ und}$$
$$s \,.\, H = f(G + V - Z)$$
$$s = f\frac{G + V - Z}{H}$$

2. Staudämme aus losem Steinmaterial.

Bei dieser hauptsächlich nur in Amerika gebräuchlichen Art von Talsperren besteht der Damm aus einem Steinschüttungskörper, der zur Erhaltung des Zusammenhanges und der Form entweder nach Art der gleichartigen Wehre ein inneres Holzgerippe oder eine Einfassung von geschichtetem Trockenmauerwerk erhält, und auf der wasserseitigen Böschung mit einem wasserdichten Bohlenbelag versehen wird. Zur besseren Abdichtung des unteren Teiles und namentlich des Anschlusses an die Talsohle wird auf der Wasserseite oft ein Erddamm von kleinerer Höhe vorgelegt.

Diese Dämme haben gegenüber den Erddämmen den Vorteil der stellenweise leichteren Beschaffung des Steinmateriales als von geeignetem Erdmaterial, und den Vorteil einfacherer Ausführung, sowie dass diese Dämme von durchsickerndem Wasser weniger leicht zerstört werden als Erddämme. Dieselben haben dagegen den Nachteil der Schwierigkeit einer genügenden Abdichtung zur Vermeidung grösserer Wasserverluste, sowie, dass die Holzteile einer baldigen Zerstörung durch Fäulnis unterliegen. Man hat daher in neuester Zeit unter Ausschluss aller Holzteile behufs Abdichtung den Bohlenbelag durch eine Blechwand ersetzt, die bis in den wasserdichten Untergrund niedergeführt ist.

Taf. 12, Fig. 1. Kleiner Staudamm am sog. Bowman-Reservoir in Californien, bestehend aus einem Holzgerippe mit Steinfüllung (Crib-work). Die grösste Wassertiefe des auf Felsboden ruhenden Dammes beträgt 14,4 m. Der Bohlenbelag ist in der Längsrichtung des Dammes auf Querhölzern befestigt.

Ein zweiter grösserer Bowman-Damm hat eine Höhe von 31 m, eine Kronenlänge von 129,5 m, und kostete 528 000 Rmk (CBl. 1890, S. 133).

Taf. 12, Fig. 2. Californischer Staudamm (sog. „Englischer Damm"), bestehend aus einer Kombination von Holzgerippe mit Steinen *c*, unregelmässiger Steinschüttung ohne Holz *b* und geschichtetem Trockenmauerwerk *a*. Die Abdichtung geschieht hier ausser durch den Bohlenbelag *d* auch noch durch eine bis zur halben Dammhöhe reichende Erdschüttung *e*. Der Untergrund besteht aus hartem Schiefer (ÖZ. 1885 — GC. 1895, II.).

„ Fig. 3. Californischer Staudamm aus geschichtetem Trockenmauerwerk und einem Kern von unregelmässiger Steinschüttung ohne Holzgerippe. Der Bohlenbelag hat eine Stärke von 7 cm und ist auf Querbalken von 30 cm Stärke befestigt. Die grösste Höhe des Dammes beträgt 23 m die Kronenbreite 2 m und die grösste Wassertiefe 21,4 m (ÖZ. 1885).

Von gleicher Art war der im Jahre 1890 zerstörte Walnut-Grove Damm in Nordamerika (im Hassayampa-Flusse, Arizona, unterhalb Prescott). Derselbe hatte eine Höhe von 33,5 m, eine Dicke von 3,1 m an der Krone und von 43 m an der Basis, bei einer inneren und äusseren Böschungsneigung von bezw. 1 : 0,5 und 1 : 0,6. Bei der Herstellung wurden auf eine Dicke von 6,1 m unter den Böschungen die grösseren Steinblöcke möglichst in Verband gelegt, während das Innere aus einer Schüttung von kleineren Steinen bestand. Die Innenseite war mit doppelten Bohlen von 7 $^1/_2$ cm Stärke in der Art bekleidet, dass die untere Lage an wagrechten Hölzern von 20 × 20 cm Querschnitt und 0,9 m lichtem Abstand befestigt und letztere mit schrägstehenden Rundhölzern verkämmt und verbolzt waren. Vor dem Aufbringen des oberen Belages wurde der untere mit Kalkmilch getüncht und mit Teerpappe überzogen. Die obere Bekleidung wurde zunächst auch mit Kalkmilch und dann mit heissem Teer gestrichen, worauf eine doppelte Lage von Teerpappe aufgenagelt wurde. Nichtsdestoweniger leckte der Damm bei der ersten Füllung beträchtlich, wonach aber in der Folge die Undichtigkeit erheblich abnahm. — Als Ursache des Bruches wurde die Unzulänglichkeit des Flutabflusses angenommen, infolge dessen das Flutwasser den Damm überströmt und die äussere Steinbekleidung fortgerissen hätte. Hierbei sollen 150 Menschen das Leben verloren haben (CBl. 1890, S. 133).

„ Fig. 4—4b. Staudamm im East Canyon Creek (Utah) mit Dichtungswand aus Stahlblech, die in Beton eingebettet ist. Der Überfall besteht aus einer über die Dammböschung niedergeführten Holzrinne. Als Grundablass dient ein seitlich ausgesprengter Entlastungstunnel (Engg. Nws. 1902, I. S. 15).

„ Fig. 5. Staudamm in San Diego (Californien), welcher aus einem Steinschüttungskörper von 39,5 m Höhe und 1,9 m Kronenbreite, mit beiderseitigen gepflasterten Böschungen von 1½ facher Anlage, und einem Dichtungskern in Form eines 12 mm starken Stahlbleches besteht, das in einen Betonkörper von 0,6 m Dicke, und am Fusse in eine Grundmauer von von 19,2 m Breite und 9,1 m Höhe eingebettet ist (Beton und Eisen 1902, S. 3).

3. Staudämme aus Mauerwerk.

Die gemauerten Staudämme werden in der Regel aus Bruchsteinmauerwerk mit Quaderverkleidung ausgeführt. Stellenweise sind Staumauern von geringer Höhe aus Ersparungsrücksichten wohl auch nur aus Trockenmauerwerk mit einer Schichte von gewisser Dicke auf der Wasserseite in Mörtel ausgeführt worden. Andererseits sind in einzelnen Fällen auch nur Quadersteine in Mörtel zur Anwendung gekommen. Der bei den Staumauern verwendete hydrau-

lische Mörtel wird gewöhnlich aus Portlandcement bereitet (etwa 1 Raumteil Cement auf 2 bis 3 Teile Sand) und in etwa erdfeuchtem Zustand verwendet. Doch wird an Stellen wo guter Trass leicht erhältlich ist, diesem der grösseren Elastizität und Dichtigkeit und des langsameren Abbindens des Trassmörtels wegen, sowie auch der grösseren Billigkeit wegen der Vorzug gegeben.

Die Gründung der Staumauern hat auf durchaus festem undurchlässigen Untergrund, bei grösserer Höhe des Bauwerkes nur auf festem Felsen zu geschehen. Deren Grundrissform ist entweder geradlinig oder gewölbartig gekrümmt. Die letztere Anordnung verdient insofern den Vorzug, als dabei die durch die Wärmeänderungen entstehenden Schwindrisse durch den Wasserdruck zusammengepresst werden. Bei guter Einspannung zwischen den Talwänden kann auch die Mauer als Gewölbe in günstiger Weise zur Wirkung kommen.

Bezüglich der Querschnittsform ergibt sich sowohl mit Rücksicht auf die nötige Sicherheit gegen Umkippen als auch für die Sicherheit gegen Unterwaschung die Regel, dass die Basis breiter als die Krone sein soll, also das Querprofil eine der Trapezform ähnliche Gestalt zu erhalten hat. Dem entsprechend ist auch diese Form bei den vorkommenden Ausführungen mit verschiedenen Variationen bezüglich der Gestaltung der seitlichen Begrenzungen zur Anwendung gekommen. Diese sind nämlich bei kleineren Profilen meistens geradlinig, bei grösseren aber gebrochen, abgetreppt, aus geraden und konkaven, oder aus konkaven und konvexen Linien zusammengesetzt, oder nur aus konkaven Linien bestehend. Die zweckmässigste Form ergibt sich aus der Bedingung, dass entsprechend der späteren Darlegung die „Drucklinie“ bei gefülltem und bei leerem Becken im mittleren Drittel des Profils liegen, und dessen Fläche möglichst klein sein soll. Diesen Bedingungen entspricht am besten eine auf der Talseite konkave und auf der Wasserseite eine schwach konkave, geradlinige, oder eine im unteren Teil vertikale und im oberen schwach konvexe oder geradlinig abgebrochene Form, wie sie bei den neueren Talsperren von Intze angewendet worden ist.

Die gemauerten Staudämme haben gegenüber den übrigen den Vorteil grösserer Zuverlässigkeit. Sie haben nur den Nachteil, dass bei denselben ein Durchsickern des Wassers — das der Bildung von Schwindrissen durch die Einflüsse der äusseren Temperatur zugeschrieben wird, teilweise aber wohl auch in der Durchdringlichkeit des Cementmörtels bei hohem Wasserdruck seinen Grund haben dürfte — schwer zu vermeiden ist. Die hiergegen angewendeten Mittel sollen bei einigen der folgenden Beispiele besprochen werden.

Taf. 12, Fig. 6. Kristiansund-Staudamm in Norwegen. Hier ist der Dammkörper nur bis zu einer gewissen Dicke auf der Wasserseite in Mörtel ausgeführt, während die Hauptmasse aus Trockenmauerwerk besteht. Statt dieses weniger

zuverlässigen älteren Verfahrens werden in Norwegen die gemauerten Staudämme oft in der Art ausgeführt, dass auf der Wasserseite auf etwa 1 m Dicke volles Mauerwerk zur Anwendung kommt, während in der Hauptmasse der Mauer nur die Lagerfugen in Mörtel ausgeführt werden, und die Stossfugen offen bleiben (ZfB. 1900, S. 400).

Taf. 12, Fig. 7. Beispiel einer kleineren gemauerten Talsperre mit trapezförmigem Querschnitt (Reservoir von Sonzier bei Montreaux). Dieselbe hat sich als ungenügend stark erwiesen, indem sie im Jahre 1888, als in Folge von versäumtem Ablassen das Wasser bis zur Mauerkrone stieg, durchbrochen worden ist (ZdI. 1889, S. 2).

„ Fig. 8—8b. Staumauer von Gros-Bois in Frankreich. Das Profil ist hier auf der Wasserseite abgetreppt und auf der Talseite mit $^1/_{10}$ Anlage geböscht. Diese Mauer wurde auf tonigem Boden gegründet, durch dessen Erweichung beim Füllen des Staubeckens die Mauer im Fundamente um 0,045 m verschoben wurde. Da sich hierbei überdies an der Mauer eine nach der Entleerung zwar zum grössten Teil wieder verschwundene Durchbiegung zeigte, so wurden nachträglich die in Fig. 8 & Fig. 8c ersichtlichen Verstärkungspfeiler in gegenseitigen Abständen von 40 m vorgebaut (HZ. 1867, Bl. 378 — ÖZ. 1889, Bl. M. — AdP. 1887, I. Pl. 25).

„ Fig. 9. Staumauer von Puentas oder Lorca am Guadalantin in Spanien (Murcia). Diese in den Jahren 1881—1886 erbaute ungewöhnlich starke Mauer kam an Stelle einer anderen, welche im Jahre 1802 eingestürzt war, wobei 680 Menchen das Leben verloren und 800 Gebäude zerstört wurden. Der bezügl. Schaden wurde auf 4 400 000 Mk berechnet. Dieses Staubecken ist mit seinem Wasserinhalt von 31,56 Mill. cbm das zweitgrösste am Kontinent (ÖW. 1881, S. 1885 — DB. 1903, S. 133).

„ Fig. 10. Staumauer von Gileppe in Belgien. Diese Mauer hat gleichfalls übermässig starke Dimensionen und ist mit beiderseitigen Überfällen von 35 m Breite und 2 m Tiefe unter der Mauerkrone versehen. Das Staubecken hat einen Inhalt von 12,24 Mill. cbm und ist hauptsächlich dafür bestimmt, für die Tuchfabriken von Verviers das nötige Wasser zu liefern (DB. 1875, S. 252 — 1903, S. 133).

„ Fig. 11. Alte Staumauer von Habra (Algier) mit konkaver Begrenzung des Profils auf der Wasserseite, und ebener Begrenzung auf der Talseite. Dieselbe hat eine Länge von 480 m, eine grösste Höhe von 35,6 m, eine Dicke an der Krone von 4,3 m und an der Basis von 31,1 m, und eine Maximalfassung von 30 Mill. cbm. Dieses Bauwerk wurde im Jahre 1881 zerstört, als der Wasserstand die normirte, der statischen Berechnung zu Grunde gelegte höchste Grenze um 2,2 m überstieg und 0,6 m über der Mauerkrone stand. Die Zerstörung geschah auf eine Länge von 110 m durch Abbruch der obersten 10 m. Hierbei sollen 850 Menschen das Leben verloren haben (ZdI. 1879, Taf. I, II — DB. 1882, S. 14).

„ Fig. 12. Staumauer am Furens bei St. Etienne (Frankr.), mit beiderseitigen konkaven Profilbegrenzungen (ÖZ. 1893, S. 81).

„ Fig. 13—13b. Die neue Croton-Talsperre für die Wasserleitung von New York, welche im gemauerten Teil von gleicher Art ist wie die vorige. Die Anlage bezweckt die Absperrung des Croton-Flusses, 5 km oberhalb der Einmündung desselben in den Hudson, und besteht aus einer mittleren Sperrmauer von 185 m Länge, einem Erddamm von ca. 150 m Länge an dem einen, und einem Überfall von 310 m Länge am anderen Ufer (Fig. 13). Die Sperrmauer besteht aus Bruchsteinmauerwerk mit Quaderverkleidung mit den in Fig. 13a ersichtlichen Abmessungen. Die Krone bildet eine Fahrbahn von 5,43 m Breite, welche 4,3 m über dem normalen Wasserspiegel sich befindet und teilweise von Auskragungen mit Konsolen getragen wird. Diese bilden zugleich ein gefälliges Abschlussgesimse der Mauer (vergl. Fig. 13). Der Erddamm überragt noch die Mauerkrone um 3,05 m,

somit den normalen Wasserspiegel um 7,35 m und hat einen Kern von Bruchsteinmauerwerk (Fig. 13 b) (Engg. Nws. 1892 — CBl. 1893, S. 103).

Taf. 12, Fig. 14—14 c. Talsperre im Jaispitzbach bei Jaispitz in Mähren. Diese im Jahre 1894 von Prof. A. Friedrich ausgeführte Anlage bezweckt in erster Linie, als sog. Retentionsreservoir die Regelung des Hochwassers zur Vermeidung von Überschwemmungen durch den Jaispitzbach. Zu dem Zwecke soll es in der Regel nur teilweise gefüllt gehalten werden, um bei herankommendem Hochwasser mit dem ganzen Fassungsraum rückhaltend wirken zu können. Es soll aber ausserdem auch das zur Bewässerung von Länderien erforderliche Wasser liefern.

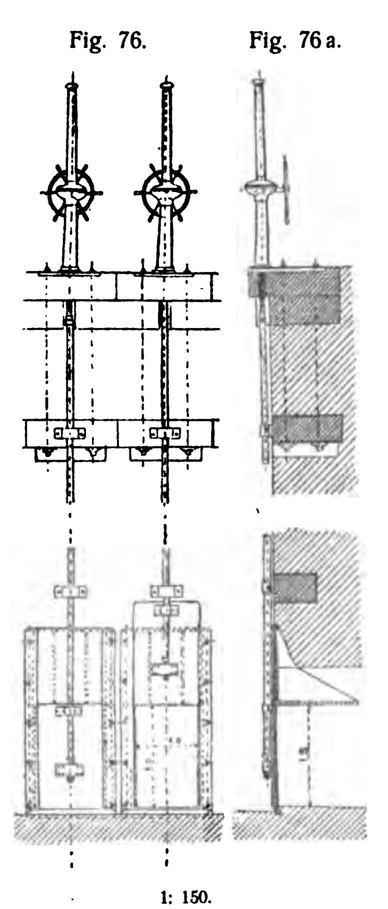
Die Fundamente wurden hier bis zu dem bis auf 6 m Tiefe liegenden Gneisfelsen niedergeführt. Das Material der Mauer besteht aus Gneis und Gneisgranit in Mörtel aus 1 Tl. Portland Cement, 2 Tl. Roman Cement und 6 Tl. Sand. Die maximale Kantenpressung beträgt 5 kg/qcm. Die Ausführung geschah in det Art, dass keine durchgehenden Lagerfugen entstanden, indem man grössere Blöcke in die nächste Mauerschicht durchgreifen liess. Wie aus dem Grundriss Fig. 14 a zu ersehen, ist diese Mauer gewölbartig gebogen. Fig. 14 a, 14 b, 14 c zeigen die Anordnung des Grundablasses. Um im Falle des Versagens der Grundablass-Schützen ein Überfluten der Mauer zu verhüten, wurde nebst einem offenen Überlauf auf der einen Seite, am anderen Ende der Mauer ein Überfallwehr in zwei Öffnungen von 6 m lichter Weite angelegt und mit Klappenaufsätzen von 1,5 m Höhe versehen, welche im Falle der Gefahr plötzlich geöffnet werden können. Die Anordnung dieser Klappen ist aus Textfig. 61 S. 134 zu ersehen (ÖM. 1895, S. 177).

" Fig. 15—15 b. Talsperre von Wierowitz in Mähren (nach dem im Jahre 1895 zur Ausführung genehmigten Projekte von Prof. A. Friedrich). Diese Anlage ist gleichfalls ein Retentions-Reservoir mit gleichem Zwecke wie das vorige. Die Mauer wurde auch hier bis zum festen Felsen niedergeführt und erhielt die in Fig. 15 ersichtliche Profilform. Als Grundablass wurde ursprünglich zur grösseren Sicherheit der in Fig. 15 b ersichtliche, seitlich durch den Felsen zu treibende Entlastungsstollen gedacht, dessen Einlaufmündung durch drei Schützen von nebenstehender Anordnung (Textfig. 76—76 a) geschlossen werden sollte.

Zur Sicherheit gegen ein event. Überfluten der Dammkrone wurde hier gleichfalls nebst einem offenen Überlauf ein mittels Dammbalken geschlossenes Überfallwehr mit 4 Öffnungen von je 6 m lichter Weite gedacht (Fig. 15 a), dessen Anordnung aus Textfig. 48, S. 109 zu ersehen ist. Wegen der grösseren Stauhöhe wurden hier statt Klappen Dammbalken gewählt (ÖM. 1895).

Taf. 13, Fig. 1—1 a. Staumauer von Vyrnwy der Wasserversorgung von Liverpool (ausgeführt Ende der achziger Jahre). Dieser ungewöhnlich stark ausgeführte Damm bildet in seiner ganzen Länge von 357,5 m einen Überlauf, und wurde zu dem Zwecke als Überfallwehr mit oben

Fig. 76. Fig. 76 a.



1: 150.

Grundablass der Talsperre von Wierowitz.

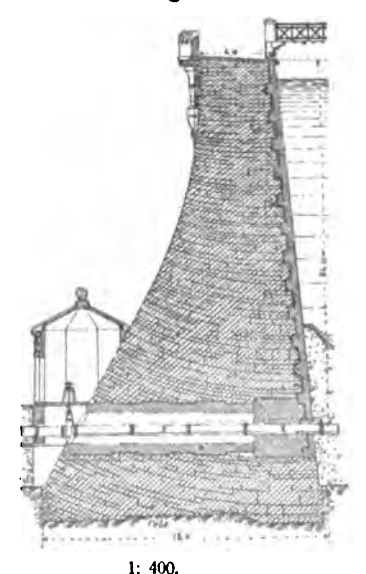
konvexer und unten konkaver äusserer Begrenzung ausgebildet. Über der Mauerkrone führt auf Pfeilern ein Viadukt mit Bogenstellungen von 6,7 m Lichtweite, der eine Fahrstrasse von 5 m Breite trägt.

Das hierdurch gebildete Staubecken hat ein Sammelgebiet von rd. 9 000 ha, eine Wasserfläche von 470 ha, eine grösste Tiefe von 26 m und eine Länge von ca. 10 km. Dem Wasserinhalt nach ist dies das grösste Staubecken in Europa. Die Mauer wurde bis zum festen Felsen niedergeführt und aus festem, in unregelmässigen Blöcken brechendem Tonschiefer als eine Art Cyklopmauerwerk, mit inneren und äusseren Stirnflächen aus etwas regelmässiger bearbeiteten Werksteinen, hergestellt. Die Fugen wurden 8 cm tief ausgekratzt und mit nur wenig feuchtem Cementmörtel gefüllt, der so lange eingeschlagen wurde bis sich Feuchtigkeit an der Oberfläche zeigte. Zur Vermehrung der Dichtigkeit wurde überdies die ganze Innenseite noch mit Cementmörtel verputzt, und der Fuss durch einen bis zum festen Felsen hinabreichenden Tonschlag versichert. Die Kosten waren auf 13,011,000 Mk veranschlagt (DB. 1889, S. 185 — GC. 1895 II).

Eine mustergiltige Staumauer neuerer Art ist die von Prof. O. Intze im Jahre 1891 ausgeführte Staumauer im Eschbachthale für das Wasserwerk von Remscheid (Textfig. 77). Dieselbe hat eine Länge von ca. 165 m, eine Höhe von rd. 25 m, eine Dicke an der Krone und der Basis von bezw. 4 m und 15 m, und ist im Grundriss nach einem Halbmesser von 125 m gekrümmt. Der Überlauf hat eine Länge von 20 m.

Das Material der Mauer besteht aus Lenneschiefer von vorzüglicher Beschaffenheit (wetterfest und bis 2 000 kg/qcm Festigkeit). In der ganzen Mauer sind zur Sicherheit gegen Verschiebung die Schichten an jeder Stelle nahezu rechtwinklig zu den Kraftrichtungen angeordnet. Auf der Wasserseite erhielt die Mauer eine Abdichtung durch Cementverputz mit doppeltem Anstrich aus Goudron und Holzcement und darauf zum Schutz dieser Abdichtung eine Verblendung in Ziegeln von $1^1/_2$ und $2^1/_2$ Stein Stärke. Als diese Abdichtung noch nicht bis zur vollen Höhe ausgeführt war, hat es sich gelegentlich einer Probefüllung gezeigt, dass, so lange der Wasserstand nicht über die Abdichtung reichte, die Mauer auf der Luftseite vollkommen trocken blieb, sobald es aber darüber hinaus stieg, zeigte sich in wenigen Tagen die Mauer auf der Luftseite gleichmässig feucht, wenn auch ein Durchrieseln des Wassers in geschlossenen Fäden nicht vorkam. Zur grösseren Sicherheit des dichten Anschlusses an die Sohle ist die Mauer auf der Wasserseite fast bis zur halben Höhe mit einem abgepflasterten Lettendamm hinterfüllt worden.

Fig. 77.



1: 400.
Staumauer im Eschbachthale für das Wasserwerk von Remscheid.

Die Wasserentnahme geschieht durch zwei schmiedeiserne geschweisste Rohre von 500 und 350 mm Durchmesser und 20 mm Wandstärke. Dieselben gehen von einem Sammelthurm aus, welcher in etwa 11 m Abstand von der Mauer im Talbecken errichtet und durch eine Brücke von der Mauerkrone aus zugänglich ist (ZdI, 1895, S. 639).

Taf. 13, Fig. 2. Staumauer in der Füelbecke bei Altena, ausgeführt im Jahre 1891 von Prof. O. Intze. Das Querprofil hat hier auf der Talseite die gleiche konkave Begrenzung wie in den vorigen Fällen, während sie auf der Wasserseite

jedoch aus einer geneigten und einer lotrechten Ebene besteht. Zur Erreichung eines möglichst dichten Anschlusses an den Felsboden wurde auch hier eine Letten-Hinterfüllung angeordnet. Die Mauer besteht aus Lenneschiefer und Grauwacke in Trassmörtel, mit 1 bis 1,5 m starker Haustein-Verblendung.

Um das allenfalls durchsickernde Wasser unschädlich zu machen wurden hier im Innern der Mauer, in gegenseitigen Entfernungen von 2 m die in der Figur ersichtlichen Drainröhren von 55 mm Durchmesser angebracht, welche unten in Sammeldrains von 100 mm Durchmesser, und diese wieder in den Ablasskanal ausmünden. Um auch das Eindringen von Tagewasser auf der Luftseite zu verhindern und einen gegen mechanische Einwirkungen möglichst widerstandsfähigen Fugenputz zu erhalten, wurden hier die Fugen auf 3 bis 4 cm Tiefe ausgekratzt, im Grunde mit Asphalt und Holzcement zweimal heissgestrichen, und mit Cementmörtel ausgefugt (Zdl. 1895, S. 644).

Taf. 13, Fig. 3—3b. Die Urft-Talsperre bei Gemünd in der Eifel (Westfalen). Diese grossartige in den Jahren 1900—1903 ausgeführte Anlage ist gleichfalls ein Werk von Prof. Intze, und bezweckt die Bildung eines Beckens von 216 *ha* Oberfläche, das mit seinem Wasserinhalt von 45,5 Mill. cbm das grösste auf dem europäischen Kontinent ist. In anbetracht des Interesses das dieses Bauwerk in mehrfacher Beziehung verdient, soll hier eine nähere Beschreibung desselben gegeben werden.

Das Staubecken liegt an der Mündung der Urft in den Rurfluss und hat einen dreifachen Zweck, nämlich: die Unschädlichmachung des verderblichen Hochwasserabflusses der Urft und damit auch der Rur, die Erhöhung der Niederwasserstände der Rur im Interesse der Landwirtschaft, und die Gewinnung elektrischer Energie zu Kraft- und Beleuchtungszwecken. Die jährliche Abflussmenge des bezüglichen Niederschlagsgebietes von ungef. 375 qkm beträgt rd. 160 Mill. cbm, die sich so verteilen, dass jährlich eine dreimalige Füllung des Staubeckens möglich ist. Während zum Ablassen des Wassers für die ersteren zwei Zwecke die im Lageplan Fig. 3a angedeuteten zwei Grundablässe vorgesehen sind, wurde für die Kraftanlage der im Übersichtsplan Fig. 3b ersichtliche Kraftstollen von 2800 m Länge angelegt, der vom Staubecken das Wasser mit einem Gefälle von rd. 110 m der Kraftstation zubringt. Die kleinste Leistung des Kraftwerkes beträgt 4800 *PS* in 7200 Arbeitsstunden des Jahres, während sich die tatsächliche Leistung af 6 bis 8000 *PS* stellt. Für die Ausführung der Staumauer war die Anlage der im Übersichtsplan angedeuteten, vom Bahnhof Gemünd ausgehenden schmalspurigen Arbeitsbahn von rd. 12 km Länge erforderlich, die aber nunmehr für die Aufschliessung der bisher wenig zugänglichen fiskalischen Forste dient.

Die Staumauer ist nach einem Krümmungshalbmesser von 200 m gebogen, hat eine Kronenlänge von 226 m, eine grösste Höhe von Fundamentsohle bis Krone von 58 m, eine Kronenbreite von 5,5 m und eine grösste Sohlenbreite von 50,5 m. Für die Ableitung des überschüssigen Wassers ist am rechtsufrigen Talhang neben der Mauer ein kaskadenförmiger Überlauf von etwa 80 m Länge angeordnet, der bis 100 cbm/Sek ableiten kann, während die grösste beobachtete Hochwassermenge 80 cbm/Sek beträgt. Die Gründung der Mauer geschah auf 4 bis 6 m tief befindlichen festen Felsen (von Grauwacke durchsetzter Devonschiefer), bei dem vorher alle Risse mit flüssigem Cementmörtel sorgfältig gedichtet wurden. Die Mauer besteht im Kern aus von Hand versetzten Bruchsteinen von Tonschiefer, während die wasserseitige Stirn bis auf etwa 1 m Tiefe mit Grauwacke verkleidet ist. Deren gesamter Kubikinhalt beträgt 155 000 cbm. Der angewendete Mörtel bestand aus 1 Raumteil Weisskalk, 1,5 Teile Trassmehl und 1,75 Teile Sand. Derselbe wurde ziemlich trocken verwendet.

Zur Abdichtung der wasserseitigen Mauerfläche ist dieselbe mit einem 2,5 cm starken Cement-Trassputz und mit einem Goudronaustrich überzogen. Da

aber hierdurch erfahrungsgemäss ein vollständig dichter Wasserabschluss nicht zu erreichen ist, so wurden um das dennoch durchschwitzende Wasser vor dem Austritt an der Luftseite abzufangen, in Abständen von 2,33 m, bezw. 2,56 m Drains aus Tonröhren von 6 cm Durchmesser in zwei Reihen entsprechend Fig. 3 in den Mauerkörper eingelegt, die in zwei in der Längsrichtung der Mauer laufende Sammeldrains von 15 cm Durchmesser, und diese wieder in die beiden Ablässe einmünden. Durch diese Drainage wurde auch der Vorteil gewonnen, dass dadurch das Austrocknen der Mauer befördert wurde. Zur besseren Abdichtung des unteren Teiles der Mauer und ihres Anschlusses an den Untergrund ist dieselbe auf der Wasserseite bis auf 34 m Höhe über der Fundamentsohle mit einer im Verhältnis 1 : 2 geböschten, abgepflasterten Erdschüttung hinterfüllt (Fig. 3).

Die beiden Ablässe sind gewölbte Kanäle, welche in dem die Mauer selbst durchsetzenden Teile eine Rohrleitung von 60 cm Durchmesser eingebaut haben. Dieselben sind mit dreifachem Schieberverschluss versehen, nämlich einem von der Aussenseite aus, durch den Kanal zugänglichen und zwei anderen, die von einem an der Mauerstirn angebrachten Schachte aus bedient werden. Diese zwei bis zur Höhe der Mauerkrone emporgeführten, durch Brücken zugänglichen Schächte sind in schwalbenschwanzförmige Schlitze der Mauerstirn eingebaut.

Um während der Bauzeit das Wasser der Urft von der Baustelle abzuleiten, wurde entsprechend dem Lageplan Fig. 3 a im Tale oberhalb ein Fangedamm in Form eines provisorischen Staudammes aus Erde angelegt, und zur Ableitung des hinter demselben gesammelten Wassers der in der Figur gleichfalls ersichtliche, am Fusse der Überlaufkaskade ausmündende Entlastungsstollen ausgesprengt. Derselbe soll später zur etwaigen Trockenlegung des Staubeckens bei erforderlichen Ausbesserungen dienen, und wurde zu dem Zwecke auf etwa 20 m seiner Länge mit einem in den Felsen sägeförmig eingreifenden Betonklotz geschlossen, in welchen zwei Rohre von je 70 cm Durchmesser eingebaut wurden, deren doppelte Schieber wie bei den Grundablässen bezw. vom talseitigen Stollenende aus und durch einen Bedienungsschacht zugänglich sind (Fig. 3 c).

Die Gesamtkosten waren auf rd. 5 Mill. Mk veranschlagt, wovon 4 Mill. Mk auf die Sperrmauer selbst entfallen (DB. 1903, N:o 21 & N:o 23).

Von anderen interessanten Ausführungen massiver Staudämme mögen noch folgende erwähnt werden:

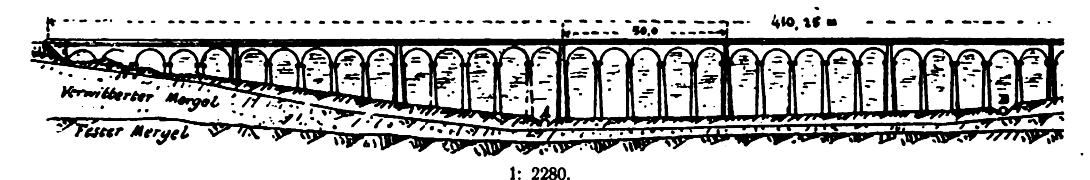
Unter den in neuerer Zeit in Frankreich ausgeführten Staumauern verdient namentlich diejenige eines zweiten Staubeckens der Mouche von 8,648,000 cbm Inhalt zur Wasserversorgung des Marne-Saône-Kanals angeführt zu werden (erbaut 1885—90). Diese Mauer (Textfig. 78—78 b) hat eine Länge von 410,25 m, eine grösste Höhe von Fundamentsohle bis Krone von 34 m, und eine grösste Wassertiefe von 24 m. Dieselbe ist auf festen Mergelboden gegründet. Die Krone dient hier als Fahrstrasse und hat eine Breite von 7 m, zu welchem Zwecke der obere Teil als Halbviadukt mit 40 Bögen von je 8 m lichter Weite ausgeführt ist. In gegenseitigen Entfernungen von 50 m wurden überdies noch besondere Verstärkungspfeiler vorgebaut. Hierdurch wurde sowohl eine grosse Standfestigkeit als auch eine vorteilhafte architektonische Wirkung erreicht. Ungünstig ist nur der Umstand, dass diese Talsperre im Grundriss in gerader Linie geführt ist.

Die beiden Ablässe *A* und *B* (Fig. 78) haben die in Fig. 78 b ersichtliche Anordnung, bestehend aus einem an die Mauer angelehnten halbzylindrischen Brunnen, der aussen durch vier in verschiedenen Höhen, angebrachte Schützen in 4,5 m gegenseitiger lotrechter Entfernung, geschlossen ist. Hierdurch ist der Vorteil gewonnen, dass die Schützen von oben nach unten mit sinkendem Wasserstand unter Anwendung eines geringen Kraftaufwandes geöffnet werden können. Die Schützen haben eine Breite von 0,8 m und eine Höhe von 1,0 m.

Die gesamten Anlagekosten betrugen 5,020,000 Frs. (GC. 1895 II, S. 219 — ÖZ. 1893, S. 133).

Ein weiteres Beispiel einer etwas älteren französischen Anlage ähnlicher Art, die inbezug auf die dabei begangenen Fehler und die traurigen Folgen davon ein besonderes Interesse verdient, ist die im Jahre 1895 eingestürzte Staumauer von Bouzey (Textfig. 79—79a).

Fig. 78.



1: 2280.

Fig. 78a. Fig. 78b.

1: 500. 1: 470.

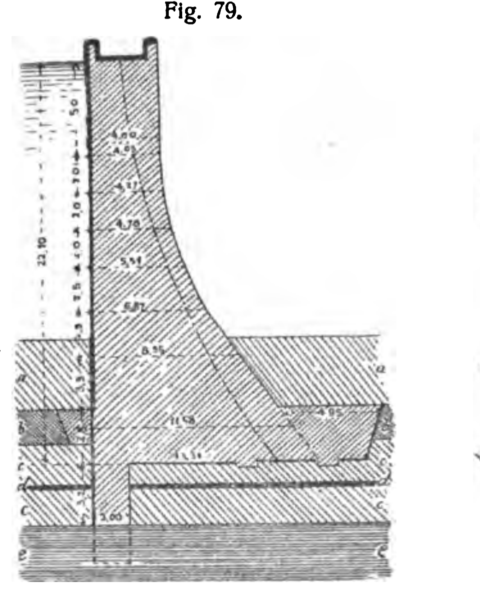
Staumauer der Mouche.

Diese im Tale des Flusses Avière ca. 7 km von Epinal gelegene Anlage hat zum Zwecke die Speisung des Ost-Kanals, wofür der Fluss durch diese in den Jahren 1879—82 erbaute Mauer von ungef. 500 m Länge in gerader Linie abgesperrt wurde. Das hierdurch gebildete Staubecken erhielt eine Wasserfläche von 128 ha und einen Fassungsraum von 7 Mill. cbm, was für eine Zeit von 6 Monaten, während welcher der Verkehr auf dem Kanal jährlich stattfindet, genügend ist. Der Untergrund besteht an jener Stelle oberst aus Alluvium (a), worauf eine Schieferschicht (b), sodann weicher Buntsandstein (c) mit einer eingebetteten Tonschicht (d) und darauf fester Buntsandstein (e) folgt. Aus Ersparungsrücksichten wurde das Fundament nicht in der ganzen Breite der Basis bis zum festen Bundsandstein niedergeführt, sondern nur eine Dichtungsmauer von 2 m Dicke auf der Wasserseite, während der übrige Teil der Mauer auf dem oberhalb gelagerten, von der Tonschicht durchzogenen, weichen Buntsandstein gegründet wurde (wiewohl nur noch $3\frac{1}{2}$ m bis zum festen Felsen fehlten). Als daher der Stauweiher im Jahre 1884 zum ersten Mal bis zu einer Höhe von $3\frac{1}{2}$ m unter der Mauerkrone gefüllt wurde (13 m über dem natürlichen Boden, 3 m tiefer als das zulässige Maximum) verschob sich die Mauer in einer Länge von 135 m, so dass die Ausbauchung in der Mitte 0,37 m betrug. Hierbei wurde obgenannte Dichtungsmauer stellenweise losgerissen und erlitt in ihrem Zusammenhang solche Verschiebungen, dass dadurch ein täglicher Wasserverlust von ca. 30,000 cbm eintrat.

Infolge dessen wurde die Mauer in den Jahren 1888—89 in der in Textfig. 79a ersichtlichen Weise verstärkt. Während aber bei der darauf erfolgten

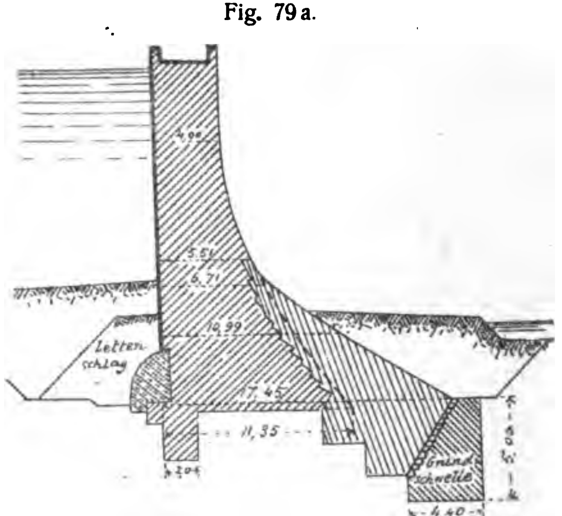
Füllung bis zu 1 m Höhe unter der Mauerkrone weitere Verschiebungen nicht mehr beobachtet wurden, erfolgte am 27. April 1895 — wahrscheinlich infolge eines noch höheren Wasserstandes — ein Durchbruch in der Weise, dass die im oberen Teil augenscheinlich zu schwache Mauer (wie aus der Lage der in Fig. 79 eingezeichneten Drucklinie zu ersehen) auf eine Länge von 150 m abgebrochen wurde. Dabei wurden durch die in das Tal niedergestürtzten Wassermassen vier Ortschaften mit einem Verlust von ungef. 100 Menschenleben überflutet. Der erlittene Schaden soll ca. 40 Millionen Frs betragen haben (ÖM. 1895 — CBl. 1895 — DB. 1895 — Schw. Bztg. 1895).

Fig. 79.



1: 400.
Staumauer von Bouzey.

Fig. 79a.



1: 435.
Verstärkung der Staumauer von Bouzey.

Taf. 13, Fig. 4—4b. Ablass der obigen Staumauer von Bouzey, bestehend aus einem an die Mauer vorgebauten halbzylindrischen Brunnen mit Einlass-Schütze *a* von 1 m Breite und 0,7 m Höhe, und doppeltem gleichfalls mit Schützen *b* versehenem Auslauf (ÖZ. 1889, Bl. M.).

Von Interesse ist ferner die folgende Ausführung einer neueren französischen Staumauer:

Taf. 13, Fig. 5. Abschlussmauer des Stauweihers von Ban für den Kanal von Montbéliard zur oberen Saône. Dieselbe hat eine Länge von 800 m und eine grösste Höhe von der Talsohle bis zur Mauerkrone von ca. 37 m. Deren Konstruktion ist dadurch bemerkenswert, dass die Mauer auf der Wasserseite mit einer Vorlage versehen ist, die halbzylindrische Hohlräume von 4 m Durchmesser zwischen 1 m breiten Pfeilern enthält, um dadurch die eigentliche Mauer von eindringendem Wasser freizuhalten. Es ist dies also eine Anordnung, die den gleichen Zweck hat wie die oben besprochenen Drains in den neueren Intze'schen Staumauern. Dieselbe erscheint aber weniger zuverlässig, nachdem hier infolge der geringen Mauerdicke jener Hohlräume bald grössere Wassermengen in dieselben eindringen, und sie dann ihren Zweck nicht mehr erfüllen dürften (CBl. 1900, N:o 86, S. 524).

Taf. 13, Fig. 6—6a. Ablass des Stauweihers von Hamiz, wobei die Wasserentnahme aus einem an der Mauer befindlichen Brunnen stattfindet, in den es durch zahlreiche kleinere Öffnungen gelangt, wie dies bei den Staumauern in Algier und in Spanien üblich ist. Hierdurch wird ein Verstopfen des Ablasses vermieden, da auch beim Verstopfen einzelner dieser Öffnungen das Wasser durch die übrigen in den Brunnen gelangt (ÖZ. 1889, Bl. M. — GC. 1897, I, S. 137).

„ Fig. 7—7c. Die Cristal Springs-Talsperre der Wasserversorgung von San Francisco. Dieselbe ist bemerkenswert durch eine eigentümliche Ausführungsweise der Mauer sowie durch die Art der Wasserentnahme. Die hohen Arbeitslöhne der dortigen Maurer und Steinmetze bei Inangriffnahme des Bauwerks (1887) veranlassten die Bauleitung von der gewöhnlichen Bauweise in Bruchsteinmauerwerk abzusehen und die Mauer aus Beton in Form von in einander greifenden Blöcken auszuführen, wobei dann gewöhnliche Handlanger verwendet werden konnten. Die Mauer ist auf festen Felsen gegründet und durch eingearbeitete treppenartige Absätze mit demselben in innige Verbindung gebracht. Die aus 1 : 2 : 6 Beton bestehenden Blöcke hatten im Grundriss eine **T** förmige Gestalt (Fig. 7) und hatten 9 bis 12 m Seitenlänge bei 2,5 bis 3 m Dicke. Dieselben wurden in der in Fig. 7 ersichtlichen Weise hergestellt, indem zuerst die sämtlichen schwarz bezeichneten Blöcke in Angriff genommen wurden, worauf die schraffierten in der Reihenfolge zur Ausführung kamen. Hierbei blieb jeder Stein der ersten Reihenfolge behufs völliger Erhärtung vorher etwa 8 Tage unberührt stehen. Schliesslich wurden die weiss bezeichneten Steine eingefügt. Durch zahnartige Gestaltung der Oberfläche kam überdies jeder Stein mit den angrenzenden Steinen in feste Verbindung (Fig. 7).

Die Wasserentnahme geschieht hier durch einen seitwärts an der Berglehne ausgesprengten und ausgemauerten Stollen (Fig. 7 & 7c) und ein von demselben emporsteigendes, in einem gemauerten Schacht eingeschlossenes gusseisernes Standrohr, welches in drei verschiedenen Höhen mit Einlassöffnungen A, B, C versehen ist. Jede der zu diesen Öffnungen führenden Leitungen kann im Standrohr durch einen Schieber geschlossen werden. Behufs allfälliger Ausbesserungen an den Schiebern können die unter Wasser gelegenen Einlassöffnungen durch von einem Prahm aus versenkte Hauben geschlossen werden. Von diesen Einlassöffnungen werden die unteren im Sommer, wenn die oberen Wasserschichten erwärmt sind, und die oberen bei Regenzeiten, wenn die unteren Schichten schlammig sind, verwendet.

Das Wasser wird durch eine etwa 38 km lange genietete schmiedeiserne Rohrleitung nach San Francisco geleitet. Die Anlagekosten dieser Talsperre wurden auf etwa 9¼ Millionen Mk veranschlagt (CBl. 1891, S. 14).

Taf. 13, Fig. 8—8. Der Nil-Staudamm von Assuan in Ober-Ägypten. Dieses grossartige Stauwerk der neuesten Zeit (ausgeführt in den Jahren 1898—1902) hat den Zweck vom Hochwasser des Nils so grosse Mengen zurückzuhalten, dass diese in der wasserarmen Zeit ausreichend sind die Niedrigwassermenge des Flusses in dem Grad zu heben, dass eine gute Bewässerung der unterhalb gelegenen Gebiete für das ganze Jahr gewährleistet wird. Der Damm befindet sich 6 km oberhalb Assuans, und durchquert das Nilbett in gerader Linie auf eine Länge von 1950 m (Fig. 8). Das dadurch gebildete Staubecken umfasst beim höchsten Stau von 20 m über Niedrigwasser eine Wassermenge von 1065 Mill. cbm. Der Damm besteht aus einer Mauer aus Granitbruchsteinen in Portlandcementmörtel, mit einem Querschnitt von 7 m Kronenbreite und einer Sohlenbreite, die bei 25 m Höhe bis 19 m und bei der grössten vorkommenden Höhe von rd. 28 m bis rd. 22 m zunimmt (Fig. 8a). In Abständen von durchschnittlich 65 m sind 10 m breite Strebepfeiler von 1 m Stärke angebracht. Die Druckbeanspruchung des Mauerwerks beträgt nicht über 5 kg/qcm.

Da der Staudamm, um seine Aufgabe voll zu erfüllen, die täglichen Wassermassen des Flusses bis zum Eintritt von Hochwasser ohne erheblichen Stau durch-

lassen muss, so sind in demselben 180 Öffnungen angebracht, von denen 140 je 7 m Höhe und 2 m Breite, die übrigen 40 bei gleicher Breite nur 3,50 m Höhe haben. Die Öffnungen befinden sich in einem gegenseitigen Abstande von 7 m von Mitte zu Mitte, so dass ein Mauerkörper von 5 m Stärke dazwischen liegt, und sind die Öffnungen durch Rollschützen verschliessbar, die durch fahrbare Winden bewegt werden. Hierdurch war die Anlage von Überläufen entbehrlich.

Für den Durchgang der Schiffe ist dicht neben dem Staudamm am linken Ufer ein 1600 m langer 15 m breiter Kanal im Felsen eingesprengt, der mit 4 Kammerschleusen von je 75 m Länge und 9,5 m lichter Weite versehen ist, und der bei niedrigstem Wasserstand noch 2 m Tiefe hat (Fig. 8). Von den Schleusen haben drei ein Gefälle von 6 m und eine ein solches von 3 m. Dieselben sind mit Schiebetoren von 9 und 19 m Höhe versehen.

Die Ausführung des Dammes geschah durch die Firma Aird & Co in London zum Preise von 24,5 Mill. Mk (ZfB. 1900, S. 374 — CBl. 1900 N:o 46 — Eng. 1899, S. 439).

Statische Berechnung der Staumauern.

Das Querprofil der Mauer muss so bemessen sein, dass dieselbe genügend standfest ist gegen Umkippen und gegen Verschieben, sowohl an der Sohle als auch an irgend einer anderen Trennungsfläche, sowie dass in sämtlichen Fugen eine genügende Dichtigkeit gegen das Eindringn des Wassers vorhanden ist. Bei sorgfältiger Ausführung genügen erfahrungsgemäss ungefähr folgende Hauptabmessungen:

Höhe der Mauer . . $H = 1{,}1\,h$

Kronenbreite . . . . $b = 1{,}5 + 0{,}1\,h$ Meter

Breite an der Basis $B = 1{,}5 + 0{,}45\,h + 0{,}01\,h^2$ Meter,

wenn h die grösste zulässige Wassertiefe bezeichnet (Rh.).

Bei der Annahme eines Profils ist stets noch eine besondere Untersuchung der Standfestigkeit und Sicherheit gegen das Durchdringen des Wassers erforderlich. Hierbei kann die Mauer als ein im Boden eingespannter elastischer Körper betrachtet werden, welcher einem Wasserdrucke entsprechend dem höchsten möglichen Wasserstande zu widerstehen hat, und bei dem zur Vermeidung von Undichtigkeiten durch Öffnen von Fugen nirgends Zugspannungen, sowie Druckspannungen von höchstens 8 bis 10 kg/qcm zulässig sein sollen. Die bezügliche Untersuchung geschieht in bekannter Weise durch Ermittlung der Drucklinien für gefülltes und ungefülltes Becken.

Wird zu dem Zwecke bei gefülltem Becken (Textfig. 80)*) das Profil in wagrechte Schichten von etwa 1 bis 2 m Höhe geteilt und für jede der so erhaltenen Fugen 1—1′, 2—2′, 3—3′. . die Resultante R_1, R_{1-2}, R_{1-3} . . . aus dem Gewichte des oberhalb befindlichen Mauerteiles g_1, g_{1-2}, g_{1-3} . . . und dem auf denselben wirkenden Wasserdrucke p_1, p_{1-2}, p_{1-3} . . für die Längeneinheit der

*) unter Annahme des Wasserstandes bis zur Mauerkrone, event. auch entsprechend höher (m n), unter Voraussetzung eines ungewöhnlichen, über die Mauerkrone reichenden Wasserstandes.

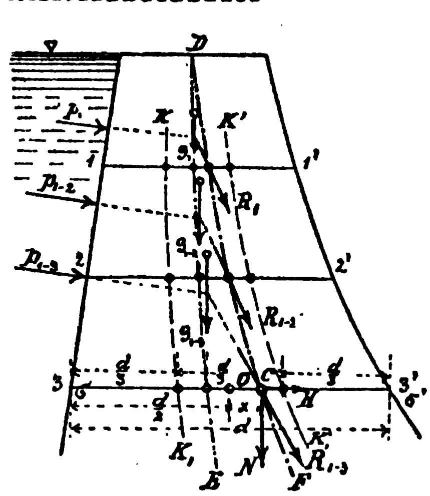
Mauer bestimmt, so sind deren Schnittte mit den bezüglichen Fugen Punkte der Drucklinie DF für das gefüllte Becken.

Wird dann etwa bei der Fuge 3—3′ die bezügliche im Punkte C angreifende Mittelkraft R_{1-3} in zwei Komponenten N und H, bezw. normal und parallel zu 3—3′ zerlegt, und mit d die Breite der Fuge, mit x der Abstand des Punktes C vom Mittelpunkte O der Fuge, mit σ die spezif. Druckspannung am wasserseitigen Ende der Fuge bei 3 und mit σ' jene am äusseren Ende bei 3′ bezeichnet, so ist nach den Regeln der Elastizitätslehre:

$$\sigma = \frac{N}{d} - \frac{Nx}{\frac{1}{6}d^2} = \frac{N}{d}\left(1 - \frac{6x}{d}\right).$$

Es ist daher $\sigma \gtreqless 0$, wenn $x \lesseqgtr \frac{d}{6}$, d. h. es ensteht keine Zugspannung bei 3, so lange der Punkt C (bei Beachtung dass derselbe rechts oder links von O liegen kann) im mittleren Drittel der Fuge 3—3′ liegt. Sollen daher Zugspannungen vermieden werden, so muss die Drucklinie DF im mittleren Drittel des Profils, also innerhalb der Drittellinien KK_1 und $K'K_1'$ liegen.

Fig. 80.



Soll aber das Eindringen des Wassers in allfällige offene Fugen verhindert werden, so ist es nicht genügend dass $\sigma = 0$ sei, sondern soll es den Wasserdruck an dieser Stelle entsprechend übersteigen.

An der Aussenseite ist analog

$$\sigma' = \frac{N}{6}\left(1 + \frac{6x}{d}\right) \lesseqgtr 8 \text{ bis } 10 \text{ kg/qcm}.$$

In gleicher Weise werden die Spannungsverhältnisse in der Mauer bei leerem Becken, also unter blosser Einwirkung des Eigengewichts der Mauer untersucht, und muss die bezügliche Drucklinie DE gleichfalls innerhalb des mittleren Profildrittels liegen.

Zur Ermittlung der Drucklinie empfiehlt sich am besten das graphische Verfahren, wobei der folgende Weg eingeschlagen werden kann.

Taf. 13, Fig. 9—9a. Graphische Ermittlung der Drucklinie. Nach Einteilung der Profilfläche in Schichten mit den Schwerpunkten 1, 2, 3 .. 6 werden die Gewichte der bezüglichen Mauerteile $g_1\, g_2\, g_3 \,..\, g_6$ auf der lotrechten Kraftlinie CG (Fig. 9a) aufgetragen, worauf nach Annahme eines beliebigen Poles O das bezügliche Seilpolygon AB konstruiert wird. In gleicher Weise werden die gegen jene Mauerteile wirkenden Wasserdrücke $p_1\, p_2\, p_3 \,..\, p_6$ vom Anfang der vorigen Kraftlinie zur Kraftlinie CH aufgetragen und das dem beliebigen Pol 0_1 entsprechende Seilpolygon $A_1\, B_1$ gezeichnet. Die Resultanten der Gewichte g_1, g_{1-2}, $g_{1-3} \,..\, g_{1-6}$ und jene der bezüglichen Wasserdrücke p_1, p_{1-2}, $p_{1-3} \,..\, p_{1-6}$ gehen durch die Schnittpunkte $a, b, c, .. f$, bezw. $a_1, b_1, c_1 .. f_1$ der verlängerten Seilpolygonseiten und sind die Richtungen der letzteren Resultanten aus dem Kraftpolygon der $p_1\, p_2 \,..\, p_6$ in Fig. 9a zu entnehmen. Die Verbindungslinien der Endpunkte der Kräfte $g_1\, g_2 \,..\, g_6$ und $p_1\, p_2 \,..\, p_6$ in Fig. 9a ergeben die Resultanten R_1, R_{1-2} $R_{1-3} \,..\, R_{1-6}$ der Richtung und Grösse nach. Werden nun in

Fig. 9 von den Schnittpunkten von p_1 mit g_1, p_{1-2} mit $g_{1-2} \cdot \cdot p_{1-6}$ mit g_{1-6}. Parallele zu jenen Resultanten gezogen, so ergeben deren Schnittpunkte mit den bezüglichen Fugen die gesuchten Punkte der Drucklinie *DF* bei gefülltem Becken.

Die Drucklinie bei leerem Becken ergibt sich unmittelbar durch die Schnittpunkte der durch die Punkte *a, b, c . . . f* des Seilpolygons *AB* gehenden g_1, g_{1-2}, $g_{1-3} \cdot \cdot \cdot g_{1-6}$ mit den bezüglichen Fugen.

Was die Sicherheit der Mauer gegen Verschiebung betrifft, so muss für jede Fuge, wie etwa 33′ in Textfig. 80 einschliesslich der Fundamentsohle, wenn *f* der Reibungskoeffizient ist, die Bedingung

$$fN > H$$

erfüllt sein, worin *f* etwa = 0,7 angenommen werden kann. Diese Bedingung ist bei jeder Fuge erfüllt, deren Normale mit der Tangente der Drucklinie einen Winkel bildet, der kleiner ist als der Reibungswinkel. Da die Sicherheit gegen Verschiebung umso grösser ist, je kleiner dieser Winkel, so ist es in dieser Beziehung vorteilhaft die Fugen möglichst winkelrecht zur Drucklinie anzuordnen (vergl. Taf. 13, Fig. 2, Fig. 3 & Textfig. 77).

3. Staudämme aus Erde und Mauerwerk.

Staudämme, die aus Erde und Mauerwerk zusammengesetzt sind, können entweder in der Art ausgeführt sein, dass beide Teile dem Wasserdruck zu widerstehen haben, oder so, dass nur der eine Teil dem Wasserdruck ausgesetzt ist, während dies beim anderen, zu verschiedenen Zwecken dienenden Teil nicht der Fall ist. Staudämme der ersteren Art sind infolge des ungleichen Setzens der beiden Materialien und ihres ungleichen Nachgebens unter der Wirkung des Wasserdrucks als unzweckmässig zu betrachten. Zu den Anlagen dieser im allgemeinen nicht bewährten Art gehören verschiedene ältere Erddämme mit einer zur Abdichtung des Erdkörpers bestimmten Mauer- oder Betonschicht unter der wasserseitigen Böschung, wie die z. B. bei den Staudämmen von Torcy (Taf. 10, Fig. 12) und von Orédon (Taf. 11, Fig. 10) der Fall ist. Da bei dieser Anordnung infolge des ungleichmässigen Setzens und Nachgebens der Erdmassen Brüche und Undichtigkeiten bei der Mauerschicht unvermeidlich sind, hat man an anderen Stellen, wie z. B. beim Staudamm von Cercey die Mauerschicht durch eine Reihe von Tonnengewölben unterstützt, die von besonderen, bis zum festen Untergrund niedergeführten Pfeilern getragen werden (GC. 1895, II. Tome XXVI, S. 9). Allein hierdurch ist der gemeinsame Widerstand der beiden Teile aufgehoben, indem dabei zunächst die Gewölbe allein den Wasserdruck aufzunehmen haben, und daher diese für sich allein genügend stark und dicht sein müssen, während der Erddamm dabei seinem Zwecke entzogen, und die ganze Anlage dadurch sehr kostspielig wird.

Anders verhält es sich mit den Anlagen der anderen Art, zu denen in erster Linie die früher besprochenen Erddämme mit einem gemauerten Kern zu rechnen sind (vergl. Textfig. 75 — Taf. 11, Fig. 1a — Taf. 12, Fig. 12b).

Hierbei hat letzterer zwar gleichfalls die Abdichtung des Erdkörpers zum Zwecke, ist aber weder dem Wasserdruck ausgesetzt, noch von den Setzungen der Erdmassen abhängig. Nachdem ferner dieser ganz in der Erde vergrabene Mauerkörper auch den Einflüssen der Temperaturänderungen und dadurch der zu Undichtigkeiten Veranlassung gebenden Bildung von Schwindrissen entzogen ist, so sind diese Anlagen als vollends zweckmässig zu betrachten. — Ebenso zweckmässig ist die umgekehrte Anordnung, wobei Staumauern zur Abdichtung der unteren Teile auf der Wasserseite mit einer Erdschüttung hinterfüllt werden, wie dies z. B. bei den Intze'schen Staudämmen der Fall ist (vergl. Textfig. 77 — Taf. 13, Fig. 2 & Fig. 3). — Eine weitere in diese Kategorie gehörende, in neuerer Zeit stellenweise angewendete Anordnung besteht in der Anwendung einer auf der Talseite der Staumauer angebrachten Erdschüttung, wobei aber die Mauer so stark ausgeführt wird, dass sie für sich allein dem Wasserdruck widerstehen kann, während die Erdschüttung andere Zwecke zu erfüllen hat. Ein Beispiel dieser Art ist das folgende:

Taf. 14, Fig. 2. Staudamm am Alfelder Weiher in den Vogesen. Hierbei war die Anlage der Erdschüttung vor der für sich allein gegen den Wasserdruck genügend starken Mauer dadurch bedingt, dass die für einen Fahrweg dienende Krone eine Breite von 3,5 m erhalten sollte.

Bei demselben Staubecken befindet sich in der Fortsetzung dieses Dammes eine weitere Staumauer von 28 m Höhe und 4 m Kronenbreite (grosse Mauer, erbaut 1894), welche Breite somit für den Fahrweg genügend, und eine Erdschüttung hierfür entbehrlich war. Nichts destoweniger aber wurde später (1896—97) auch hier ein solcher Erdmantel (im Verhältnis 1 : 1½ geböscht und gepflastert) angebracht, um die Mauer vor den Einwirkungen der äusseren Temperatur zu schützen, deren Einfluss trotz der gewölbten Form der Mauer die bedenklichen Wassersickerungen zugeschrieben wurden, die trotz aller versuchten Dichtungsmittel (sorgfältiges Verfugen der wasserseitigen Mauerfläche, Vergiessen der entstandenen Schwindrisse mit Cement und Bestreichen der ganzen Fläche mit einer dichtenden Masse, Einbringen von Bleiplatten in die Risse) nicht zu beseitigen waren (ÖM. 1900, Taf. 5 — ZfB. 1889, Bl. 32).

Ein solcher Erddamm wurde bei der später erbauten, ungefähr ebenso hohen, an der Krone ca. 230 langen, und gleichfalls gewölbten Mauer des Stauweihers Lauchensee in den Vorgesen in vorhinein angebracht. Hierbei wurde der Erdmantel bis zu 4 m Höhe unter der Mauerkrone emporgeführt, und erhielt gepflasterte Böschungen von 1 : 1½ Neigung, mit zwei Bermen. Bei der statischen Berechnung der Mauer wurde auch hier der Gegendruck des Erdkörpers bei gefülltem Becken nicht berücksichtigt, während sein Einfluss auf die Standsicherheit der Mauer bei leerem Becken in Betracht gezogen wurde. Allein gegenüber dem

unzweifelhaften Nutzen solcher äusserer Erdmäntel, sowohl inbezug auf die Dichtung, als auch mit Rücksicht auf die Erhöhung der Standsicherheit der Mauer, steht die dadurch bedingte wesentliche Erhöhung der Anlagekosten. So entfielen bei der letztgenannten Anlage von den Gesamtkosten des Staudammes von 975 000 Mk auf den Erdmantel 95 000 Mk (ZfB. 1902, S. 221).

4. Staudämme aus Beton und Eisen.

Kombinationen von Beton und Eisen können bei Staudämmen in zweifacher Weise zur Anwendung kommen. Die zuverlässigste, auch bei grösseren Dammhöhen anwendbare Anordnung besteht darin, dass die den Wasserdruck aufnehmende Konstruktion aus Betongewölben zwischen massiven Pfeilern gebildet ist, zu deren Abdichtung dieselben auf der Wasserseite mit einer Blechhaut überzogen werden. Besteht die letztere aus Tonnenblechen, so werden dadurch die Gewölbe zugleich verstärkt. Das folgende Beispiel zeigt eine neuere amerikanische Anlage dieser Art.

Taf. 14, Fig. 3—3 c. Beton-Staudamm mit Stahlplatten in Ogden (Utah). Der auf Felsboden ruhende Damm hat eine Höhe von 30,5 m und besteht aus Betonpfeilern von 5 m Dicke, die auf der Wasserseite durch schief ansteigende Tonnengewölbe von 9,79 m lichter Weite und von 1,80 bis 2,4 m Scheitelstärke mit einander verbunden sind. Dieselben sind durch Stahlplatten von 6,5 mm Stärke überdeckt (Beton und Eisen 1902, IV, S. 3).

Eine andere Anordnung wäre übereinstimmend mit den früher besprochenen „Wehren aus Eisenbeton" (Textfig. 46), wobei zwischen Pfeilern gleicher Art wie im vorigen Beispiel anstatt der Tonnengewölbe Platten aus Eisenbeton gelegt sind. Diese Anordnung dürfte aber wegen der Schwierigkeit diese Platten bei grösserem Wasserdruck dicht zu erhalten, für Staudämme von grösserer Höhe nicht geeignet sein.

5. Staudämme aus Eisen.

Ganz in Eisen Ausgeführte Staudämme, wie solche bisher auch nur in Amerika zur Anwendung gekommen sind, haben eine ähnliche allgemeine Anordnung wie die vorigen, und bestehen aus einer den Wasserdruck aufnehmenden Blechwand, die in bestimmten Abständen von Fachwerkpfeilern gestützt wird. Eine derartige Ausführung neueren Datums zeigt das folgende Beispiel:

Taf. 14, Fig. 4—4 a. Eiserner Staudamm mit Betonfundament zu Redridge (Mich.). Die Konstruktion besteht aus schief ansteigenden Tonnenblechen die sich gegen eiserne Fachwerkpfeiler stützen. Die beiden Figuren zeigen den Querschnitt des Dammes bezw. in dessen Mitte und an den Seiten (Engg. Nws. 1901, II. 15. Aug. — Vergl. CBl. 1898, N:o 43).

III. Fischwege.*)

A. Allgemeines.

Die künstlichen Fischwege sind Anlagen, welche den Aufstieg von Fischen an Stellen mit stärkerem Gefälle, also namentlich durch Wehre, wie auch durch Stromschnellen und Wasserfälle, ermöglichen sollen. Hierbei wird in erster Linie bezweckt, den Wanderfischen, welche zu gewissen Zeiten vom Meere kommend die in den oberen Flussläufen gelegenen Laichplätze aufzusuchen pflegen, den Aufstieg zu ermöglichen. Dies ist namentlich der Fall beim kostbaren Lachs, der sich in den meisten grösseren Flüssen vorfindet, welche sich in die Meere der höheren Breiten ergiessen, und in deren oberen Läufen dieser Fisch seinen Ursprung hat, welche er dann zur Laichung immer wieder aufzusuchen pflegt.

Andere Wanderfische wieder, wie die Aale haben umgekehrt ihre Laichplätze im Meere, von wo die junge Brut in den Flüssen stromaufwärts zieht, um in den oberen seichteren Läufen Nahrung und Wärme zu suchen, von wo sie dann als erwachsene Tiere wieder nach dem Meere ziehen. Allein auch die s. g. Standfische, wie die Forelle, Huche, Barbe u. s. w. pflegen zu wandern, wenn auch in weniger ausgedehntem Masse, weshalb durch Anlage von Fischwegen zu deren Vermehrung wesentlich beigetragen werden kann.

Was speziell den Lachs betrifft, so pflegt derselbe bestimmte Laichplätze aufzusuchen, da nicht jede Stelle für die Ausbrütung des Laiches geeignet ist. Hierfür ist nämlich nebst geringer Wärme ein starker Luftwechsel erforderlich, weshalb der Laich in lebhaft und gleichmässig strömendes Wasser zu liegen kommen muss, tief genug um nicht zu frieren, zwischen groben Sandkörnern, fest genug um von der Strömung nicht fortgerissen zu werden. Es eignet sich daher hierfür weder stehendes noch unreines Wasser, da dabei der Laich leicht durch Niederschläge bedeckt wird, welche den Luftzutritt hindern, ebenso wie Flussstrecken ungeeignet sind, deren Boden aus Ton, Schlamm und ähnlichem losen

---

*) Vergl. Landmark. Om Laxetrapper NTT. 1884 — H. Keller. Die Anlage der Fischwege, CBl. 1885 — DB. 1887, S. 366 — 1888, S. 4 — TFF. 1897, 1903.

Material, oder aus grösseren Steinen oder Felsen besteht. Letztere Bodenarten eignen sich darum nicht, da sie den Fischen nicht das Ausgraben von Löchern gestatten, in welche sie den Laich zu legen und dann zuzuschütten pflegen, um ihn vor dem Fortschwemmen und vor feindlichen Angriffen zu schützen. Gut ist es, wenn sich in der Nähe der seichten Laichstellen tiefere Kolke befinden, wohin sich die Fische bei Tage zurückziehen können.

Da der Lachs zum Laichen in der Regel immer wieder diejenigen Flussläufe aufzusuchen plegt, wo er seine Jugend verbracht, so können sonst geeignete Stellen durch künstliche Pflanzung der Brut in besuchte Fischplätze verwandelt werden. So hatte beispielsweise der Ballysadarefluss in Irland, wegen seiner unüberwindlichen Stromschnellen und Wasserfälle, bis zum Jahre 1856 keine Wanderfische. Nachdem aber diese Hindernisse durch Anlage dreier Fischpässe beseitigt, und die Kiesbänke des oberen Flussgebiets mit Lachsbrut bevölkert worden waren, nahm der Fischreichtum ungemein rasch zu, so dass bereits im Jahre 1870 ungef. 9700 Lachse, mit einem Verkaufswert von nahezu 75 000 Frs. gefangen wurden. Ein anderes interessantes Beispiel bietet der Tyne-Fluss, welcher bis zur Erbauung des unweit seiner Mündung gelegenen Bywell-Wehres als ein guter Lachs-Fluss galt, während nachdem der Fischreichtum immer mehr und mehr abnahm. Nachdem aber im Jahre 1861 das Stauwerk grösstenteils zerstört worden ist, erschien der Lachs wieder in grossen Mengen auf seinen alten Laichplätzen, so dass dort gegenwärtig der Jahresertrag über 50 000 Lachse ausmachen soll.

B. Grösste zulässige Gefälle und Druckhöhen.

Bezüglich der grössten Gefälle, welche speziell von Lachsen überwunden werden können, bestehen folgende Erfahrungen. Dort wo Gefälle und Strömung zu stark sind um schwimmend überwunden zu werden, versucht der Fisch durch Sprünge durch die Luft vorwärts zu kommen. Nach Landmark will man an einzelnen Stellen (z. B. am Hellefall in Norwegen) beobachtet haben, dass Lachse bis zu 5 m hoch gesprungen seien, während dagegen an anderen Stellen Stromschnellen von 3 bis 4 m Höhe ein unüberwindliches Hindernis bilden. Es müssen daher solche Sprünge nur als aussergewöhnliche Leistungen besonders starker Fische angesehen werden. Nach Atkins ist sogar anzunehmen, dass viele Lachse gar nicht springen. Im allgemeinen kann man aber annehmen, dass ältere aus der See kommende Lachse Gefälle bis zu etwa 1,5 m Höhe schwimmend oder springend mit Sicherheit überwinden können, falls sich am Fusse des Hindernisses ein genügend langer Kolk befindet, wo die Fische Anlauf nehmen können. Da aber jüngere Fische solcher Kraftleistungen nicht fähig

sind, so sollen grössere Gefälle durch künstliche Fischwege in kleinere Gefälle von höchstens 0,3 bis 0,4 m Höhe zerlegt, und die Geschwindigkeit des Wassers dem entsprechend vermindert werden.

Bei beweglichen Wehren kann mitunter durch zeitweiliges Öffnen einzelner Teile des Wehres der Durchgang der Wanderfische ermöglicht werden. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass, nach Landmark eine solche Öffnung für Lachse nur dann passierbar ist, wenn bei einer Breite von wenigstens 0,31 m, und bei genügendem Raum für den Anlauf, die Druckhöhe nicht grösser ist, als etwa 1,25 m.

C. Lage und Speisung der Fischwege.

Da die Wanderfische beim Aufstieg hauptsächlich den tiefsten Stellen, bezw. dem Stromstrich zu folgen pflegen, so ist es zum leichten Auffinden der Fischwege durch die Fische zweckmässig dieselben in den Stromstrich zu verlegen, und zwar ausgehend von der höchsten Stelle bis wohin die Fische noch vordringen können. Nachdem aber diese Lage bei Wehren den Nachteil hat, dass die bezüglichen Bauwerke leicht der Zerstörung durch Hochwasser, Eisgang u. s. w. ausgesetzt, und behufs Reinigung und Reparatur schwer zugänglich sind, nebstdem hierbei in den meisten Fällen noch eine schwerere Ausführung in Betracht kommt als bei seitlicher Lage, so werden die Fischwege oft auch seitlich an den Ufern angelegt, und können dann auch zweckmässig sein, wenn nur dabei gewisse Bedingungen erfüllt sind. Hierzu ist nämlich erforderlich, dass die Ausmündung des Fischweges möglichst nahe am Hindernisse sich befinde, damit derselbe von den hauptsächlich am Hinderniss und dessen nächster Umgebung herum streichenden Fischen leicht gefunden werde, nebstdem dort auch ein Kolk von entsprechender Tiefe vorhanden sein muss, und eine zum Anlocken der Fische genügend grosse Wassermenge dem Fischwege entströmen soll. Die leichtere Zugänglichkeit solcher am Ufer gelegenen Fischwege hat aber allerdings wieder den Nachteil, dass dadurch der Fischdiebstahl begünstigt wird.

Wenn Fischwege, welche in Wehre eingebaut werden, eine so grosse Länge erhalten müssen, dass sie über das Wehr hinaus ragen, so ist es zum leichteren Auffinden der unteren Ausmündung besser, dieselbe in die Flucht des Wehres zu verlegen, und das obere Ende über das Wehr in das Oberwasser vortreten zu lassen (Textfig. 81 & 101), als umgekehrt das untere Ende der Anlage über das Wehr in das Unterwasser hinausragen zu lassen (Textfig. 99). Zur Minderung der Möglichkeit des Verlegens des im Oberwasser gelegenen Einlaufes durch Treibholz u. s. w. wird jenes Ende des Fischweges oft keilförmig angeordnet, und der Einlauf an der einen Seite, oder an beiden angebracht (Text-

fig. 82 & 101). Auch werden hierfür besondere vorgelegte Abweiser nach Art der Eisbrecher angewendet (Textfig. 95).

Von besonderer Wichtigkeit ist eine richtige Speisung der Fischwege, indem dieselben während der Wanderzeit weder zu wenig noch zu viel Wasser führen sollen, da im ersteren Falle die Fische ungenügend angelockt und in der Bewegung behindert werden, während bei zu vielem Wasser durch die starke Strömung sowohl der Aufstieg erschwert, als auch die Anlage beschädigt werden kann. Zum unbehinderten Passieren der Lachse soll daher die Sohle des Einlaufes mindestens 0,3 bis 0,4 m unter demjenigen niedrigsten Wasserstand liegen, bei dem die Fische noch zu wandern pflegen, und ist bezüglich des Wasserverbrauchs der Fischwege zu beachten, dass zum wirksamen Anlocken der Fische zwar eine möglichst grosse Wassermenge erwünscht ist, hiermit aber auch die Abmessungen der Anlage, bezw. deren Kosten umsomehr wachsen, als eine grössere Wassermenge zur Vermeidung einer zu starken Strömung ein kleineres Gefälle, somit auch eine grössere Länge der Anlage bedingt. Man pflegt daher aus diesem Grunde und mit Rücksicht auf den Bedarf an Stauwasser den Wasserverbrauch bei den Fischwegen möglichst einzuschränken. Da es aber zum Anlocken der Fische erwünscht ist, dass der Ausmündung eine grössere Wassermenge enströme, so hat man in einzelnen Fällen (z. B. beim Fischpass am Ruckanfall, Textfig. 90) die Anordnung getroffen, dass dem unteren Teil der Anlage durch eine besondere Leitung noch Wasser zugeführt wird. Hieraus erwächst der Vorteil, dass der obere Teil des Fischweges kleinere Abmessungen und ein stärkeres Gefälle erhalten kann, als es sonst der Fall wäre.

Bei Gewässern mit stärkerem Wasserstandswechsel ist es zur Erreichung eines möglichst konstanten Wasserzuflusses erforderlich, die Einmündung mit einem stellbaren Schützenverschluss zu versehen. Da aber dann bei höheren Wasserständen der Druck in der Schützenöffnung so gross werden kann, dass er den Durchgang der Fische erschwert, so können in einem solchen Falle entweder mehrere über einander gelegene Einmündungsöffnungen angebracht sein, von denen immer die nächst an der Wasserfläche gelegene geöffnet wird, während die unteren geschlossen gehalten werden, oder man benutzt Fischwege, welche der ganzen Länge nach oder nur im oberen Teil in vertikaler Richtung, entsprechend dem Wasserstand stellbar sind. Da übrigens der Aufstieg der Fische nicht bei den niedrigsten Wasserständen, sondern meistens zwischen Mittel- und Hochwasser stattzufinden pflegt, so kann in den meisten Fällen der Einlauf so hoch angelegt werden, dass er nur von den höheren Wasserständen erreicht wird, wenn es nicht, wie bei hölzernen Fischwegen, zur Erhaltung des Bauwerkes gegen Fäulnis erwünscht ist die Anlage ständig unter Wasser zu erhalten.

Durch die Anbringung von Schützenverschlüssen bei Fischwegen an Wehren wird auch der Zweck erreicht, dass der Fischweg bei einem eventuellen Wassermangel ausser der Wanderzeit geschlossen werden kann. Nachdem übrigens die Stauwerksbesitzer gewöhnlich nur bei niedrigen Wasserständen das zufliessende Wasser allenfalls vollständig verbrauchen, also bei Zeiten wo der Aufstieg der Fische nicht stattzufinden pflegt, so kann auch angenommen werden, dass in der Regel durch den Wasserverbrauch der Fischwege eine Schädigung der Wehrbesitzer nicht stattfindet.*)

Die erforderliche Wassermenge soll bei Fischwegen für Lachse nach Roberts und Landmark bei gewöhnlichen Gefällsverhältnissen nicht kleiner sein, als durch eine Öffnung von 0,09 qm fliesst. Gewöhnlich beträgt der Wasserverbrauch nicht über 0,3 bis 0,4 cbm in der Sekunde.

D. Allgemeine Anordnung der Fischwege.

Die Fischwege bestehen aus geneigten, in gerader oder gebrochener Linie geführten Rinnen mit ebener oder abgetreppter Sohle und meistens lotrechten Seitenwänden (Wangen), ohne oder mit besonderen Querwänden zur Hemmung der Geschwindigkeit des niederströmenden Wassers, nebstdem es Anordnungen gibt, wodurch in der Rinne ein künstlicher Gegenstrom erzeugt wird. In Übereinstimmung mit H. Keller sollen hier die Fischwege ohne Querwände, und solche mit über nur einen Teil der Breite reichenden Querwänden (Querstegen) Fischpässe (Schwimmtreppen, *running*), dagegen solche mit über die ganze Breite geführten Querwänden (Sperren) Fischtreppen (Springtreppen, *jumping*) genannt werden. Ausserdem gibt es für den Aufstieg der Aalbrut sog. Aalrinnen. Dem Materiale nach bestehen diese Anlagen aus Holz, oder aus Mauerwerk, zuweilen auch aus Eisen, nebstdem dieselben auch im Erdboden ausgegraben, bezw. im Felsboden ausgesprengt sein können. Sie sind gewöhnlich oben offen, doch hat man dieselben zur Vermeidung des Überströmtwerdens, zuweilen auch im oberen Teil oder der ganzen Länge nach mit Bohlen oder Steinplatten etc. abgedeckt, oder vorne durch einen Schutzdamm überbaut. Ferner werden Fischwege auch im Inneren von Wehrpfeilern angelegt. Durch die Querwände zerfällt der Fischweg in eine Anzahl von mehr oder weniger geräumigen kaskadenartig fallenden Becken oder Kammern (Pfuhlen), in welche der aufsteigende Fisch entweder schwimmend oder durch die Luft

*) In Finnland und in den skandinavischen Ländern sind die Wehrbesitzer nach dem geltenden Wasserrecht eventuell verpflichtet, dort wo nicht zum Zwecke der Ableitung des Hochwassers, der Schiffahrt oder der Flösserei $^1/_8$ der Flussbreite (*kungsådra*) offen gehalten werden muss für den Aufstieg der Fische behördlich genehmigte Fischwege anzulegen.

springend gelangt. Ausser den angeführten zwei Hauptarten von Fischwegen gibt es aber auch noch Übergangsformen, welche weder zu der einen noch zu der anderen dieser Arten gehören, und werden wohl auch die gesamten Fischwege: Fischpässe, Fischtreppen oder Fischleitern genannt.

Bei der Wahl zwischen Pässen und Treppen hat man zu beachten, dass die letzteren zwar auch schwimmend passiert werden können, jedoch weniger bequem als die ersteren, daher die Pässe mehr geeignet sind für Fische, welche zum Springen nicht geneigt sind, wie dies z. B. bei einer der wichtigeren Fischarten in Nordamerika, dem sog. ale-wife (Pomolobus mediocris) der Fall ist, weshalb dort auch meistens Pässe zur Anwendung kommen. Da man aber auch von anderen Fischen annehmen kann, dass sie sich nur im Notfall zum Springen durch die Luft entschliessen, so verdienen in dieser Beziehung die Pässe den Vorzug, wogegen aber dieselben im allgemeinen einen grösseren Wasserverbrauch bedingen.

E. Gefällsverhältnisse und Abmessungen.

Das grösste zulässige Gefälle gewöhnlicher Fischwege beträgt etwa 1 : 6, doch wird hierbei den Fischen der Aufstieg alzu sehr erschwert, weshalb das Gefälle in der Regel nicht grösser angenommen werden sollte, als etwa 1 : 12 bis 1 : 10. Nur bei den später näher besprochenen eingenartigen Fischpässen von Mac Donald, wobei durch das abfliessende Wasser selbst ein Gegenstrom erzeugt wird, sollen Gefälle von 1 : 4 bis 1 : 3 angewendet werden können.

Die Abmessungen der Fischwege sind von der Grösse der Fische abhängig, und ist für Lachse eine lichte Weite zwischen den Wangen von wenigstens 2,0 bis 2,5 m, und am Übergang zwischen den Becken eine Wassertiefe von wenigstens 0,3 bis 0,4 m erforderlich, während für Forellen bezw. eine Breite von 0,8 m und eine kleinste Tiefe von etwa 0,2 m genügen können. Der gegenseitige Abstand der Querwände, bezw. die Länge der Becken, soll zur Ermöglichung des Anlaufs im ersteren Falle 2,5 bis 3 m und im letzteren etwa 0,9 m, und die Tiefe der Becken für Lachse 0,5 bis 0,8 m und für Forellen wenigstens 0,3 m betragen. Der Höhenunterschied zwischen den Becken, soll mit Rücksicht auf die Möglichkeit des Überspringens der Querwände, für Lachse, 0,3 bis 0,4 m und für Forellen und andere Fische etwa 0,2 bis 0,3 m nicht übersteigen.

Bei Fischwegen von grösserer Länge als etwa 50 m ist es angezeigt in gewissen gegenseitigen Abständen grössere Becken als Ruheplätze einzurichten, wie dies z. B. beim Rukanfall-Passe geschehen ist (vergl. Textfig. 90), um den aufsteigenden Fischen das ermutigende Bewustsein zu geben, dass sie nicht in eine Sackgasse geraten sind. Ferner ist es angezeigt, nicht nur über die Sperren

der Treppen, sondern auch über die Querstege der Pässe etwas Wasser fliessen zu lassen, um die Oberfläche unruhig und weniger durchsichtig zn machen, wodurch die Fische sowohl gegen Raubvögel und andere Raubtiere besser geschützt sind, als auch durch Passanten weniger beunruhigt werden. Da aber hierdurch die Fische mehr zum Überspringen der Stege verlockt werden, so müssen dann die Wangen entsprechend höher angelegt werden als die Querwände (für Lachse wenigstens 1 m über dem höchsten Wasserstand) um ein Herausspringen über die Wangen zu vermeiden. Man lässt daher oft, um an Wangenhöhe zu sparen, auch nur über die unteren Querstege das Wasser fliessen, nur um hierdurch die Fische anzulocken.

Zur Minderung der Geschwindigkeit des Wassers sind die Sohle und die Wände der Fischwege möglichst rauh zu halten, also bei gemauerten Anlagen am besten aus rohem Bruchsteinmauerwerk auszuführen. Bei hölzernen Anlagen hat man zu dem Zwecke wohl auch die Sohle mit grobem Kies belegt, was aber den Nachteil hat, dass dadurch das Durchflussprofil eingeschränkt wird.

Die Querwände bestehen bei hölzernen Anlagen aus Bohlen, und bei gemauerten aus Steinplatten oder Werksteinen geringerer Dicke, zuweilen auch aus Holz, was den Vorteil hat, dass daran später leichter erforderliche Änderungen vorgenommen werden können. Zur Vermeidung von Beschädigungen der Fische sollen die Kanten der Querwände abgerundet sein.

F. Konstruktion der Fischwege.

1. Fischpässe.

a. Fischpässe ohne Querstege.

Bei kleinem Gefälle können einfache Rinnen ohne Querstege als Fischpässe dienen.

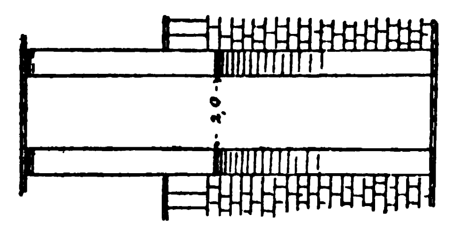
Eine solche Anlage einfacher Art ist der in nachstehenden Textfiguren 81—81a ersichtliche Fischpass, in Form eines Wehreinschnittes am Poolquay-Wehr im Severnfluss, bestehend aus einer von der Unterkante des Wehres nach dem Oberwasser zu verlängerten Rinne von 2 m Breite, mit einer Neigung von 1 : 12 und einer Wassertiefe, die je nach dem Wasserstand 0,3 bis 0,5 m beträgt. Derartige Fischpässe (sog. Queens gaps) wurden früher in England oft angewendet, dieselben haben aber den Nachteil eines verhältnismässig grossen Wasserverbrauchs (im vorliegenden Falle 1,6 cbm in der Sek. bei Niedrigwasser), weshalb sie für Wehranlagen nicht angezeigt sind. Dagegen können dieselben behufs Umgehung von natürlichen Gefällshindernissen bei günstigen örtlichen Verhältnissen allenfalls mit Vorteil zur Anwendung kommen.

Ein interessantes Beispiel dieser Art bietet der grossartige Lachspass beim Logfall des Sireflusses in Norwegen, welcher aus einem einfachen im Ufer ausgegrabenen und ausgesprengten Graben von 320 m Länge und einer gesamten

Gefällshöhe von ca. 8,5 m besteht. Der obere im Erdboden ausgegrabene Teil hat eine Sohlenbreite von 2,2 m, seitliche Böschungen von 1 : 1 1/2 und ein Gefälle von 1 : 200, mit allmählicher Zunahme bis zu 1 : 30 und 1 : 25, während der untere, im Felsen eingesprengte Teil eine Sohlenbreite von 1 m, eine Tiefe von 2 m, fast lotrechte Seitenwände und ein Gefälle von 1 : 15 hat. Bei diesem Teil sind aber in gegenseitigen Abständen von 5 m hölzerne Querstege eingebaut, wodurch das Gefälle in Absätze von ca. 0,3 m Höhe zerlegt ist. Der Einlauf ist mit einem Sperrdamm mit Schütze versehen. Der Wasserverbrauch betrug vor Errichtung der letzteren Anlage bei mittlerem Sommerwasser ca. 7 cbm/Sek. Diese Anlage soll sich als sehr effektiv erwiesen haben.

Fig. 81. Längenschnitt.

Fig. 81 a. Grundriss.



Fischpass am Poolquay-Wehr.

Zu dieser Art von Pässen gehören auch die sog. Schrägpässe (Diagonalrinnen), nämlich Rinnen, welche zur Erreichung eines kleineren relativen Gefälles, bezw. zur Verlangsamung des Wasserabflusses schräg über den Wehrrücken in einfacher oder gebrochener Linie angelegt sind. Dieselben bestehen in der einfachsten Form aus einer auf dem Wehrrücken schräg befestigten Bohle oder einem Balken, während sie sonst im Mauerwerk ausgespart sind, wie die folgenden Beispiele zeigen.

Taf. 14, Fig. 5. Schrägpass am Brigg Flatts-Wehr im Rawthay-Bach. Diese in England bei Wehren von kleiner Stauhöhe oft mit gutem Erfolg angewendete Anordnung besteht aus einer über den Wehrrücken hochkantig gelegten Bohle von 30 × 10 cm, welche sich gegen eine Reihe von Steinblöcken anlehnt. Das aus einem Steinschüttungskörper mit Holzgerippe gebildete Wehr hat hier nur eine Stauhöhe von 0,3 m. Die Wehrkrone ist hier in der Mitte bei *a* etwas tiefer als an den Seiten, infolge dessen der Rinne eine grössere Wassermenge zuströmt, durch deren Abfluss am unteren Ende die Fische angelockt werden (TFF. 1903).

„ Fig. 6–6c. Schrägpass am Wehre im Ohmfluss bei Scheinsberg. Bei dieser im Jahre 1895 ausgeführten Anlage ist die Rinne an dem aus Sandsteinquadern bestehenden Wehr in gebrochener Linie angeordnet. Dieselbe hat 21 m Länge 0,2 m Breite und Tiefe, und bei einem Gefälle von 0,9 m eine Neigung von 1 : 23,3. Am Brechpunkte und am oberen Ende befinden sich 0,6 m Tiefe Becken von 0,7 m Breite und Länge. Um den Absturz des Überfallwassers in die Rinne zu vermeiden ist dieselbe durch eine vorspringende Leiste geschützt. Nachdem aber diese Leiste schon nach zweijährigem Bestand stark beschädigt war, erscheint die Zweckmässigkeit der Anlage zweifelhaft (TFF. 1897, S. 31).

b. Fischpässe mit Querstegen.

Gewöhnlich sind jedoch die Fischpässe mit Querstegen versehen, welche abwechselnd von der einen und der anderen Seitenwand ausgehend wechselständig angeordnet sind, wobei zwischen den Enden der Stege und den Wangen die für den Durchgang der Fische nötigen Schlupföffnungen freigelassen sind. Die Breite dieser Öffnungen soll für Lachse wenigstens 0,3 bis 0,4 m betragen. Die obere Kante der Querstege ist meistens wagrecht, manchmal nach dem freien Ende zu fallend, zuweilen auch umgekehrt. Die Sohle ist meistens in einer Ebene durchlaufend, seltener abgetreppt, mit wagrechten oder etwas nach vorne geneigten Absätzen.

Je nach der Richtung, gegenseitigen Entfernung und Form der Querstege zeigen diese Fischpässe eine grosse Mannigfaltigkeit verschiedener Anordnungen (meistens amerikanischen Ursprungs), von denen die wichtigsten im folgenden näher besprochen werden sollen.

Die einfachste und gebräuchlichste Anordnung besteht aus winkelrecht gegen die Seitenwände gestellten einfachen Stegen, mit einer gegenseitigen Entfernung etwa gleich der Breite des Passes (gewöhnliches rechtwinkliges System, Syst. Forsyth).

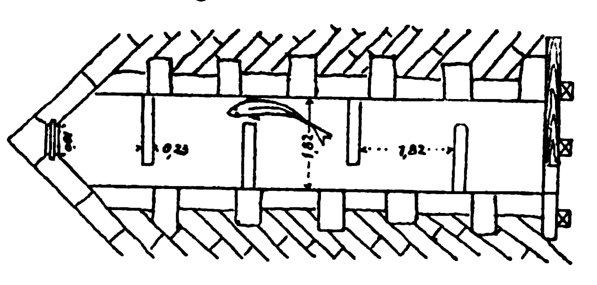
Ein einfaches Beispiel dieser Art ist der Fischpass am Caher-Wehr im Suir in Irland (Textfig. 82—82a). Derselbe liegt im Scheitel eines parabelförmigen Wehres, dessen Stauhöhe 1,5 m beträgt, und konnte infolge der kleinen Länge ohne Nachteil eine Neigung von 1 : 7 erhalten.

Die Breite der Rinne und gegenseitige Entfernung der Stege beträgt 1,82 m, die Höhe der letzteren 0,5 m und die Breite der Schlupföffnungen 0,46 m. Die 0,61 m breite Einmündung liegt 0,3 m unter der Wehrkrone und ist mittels Schütze verschliessbar.

Fig. 82. Längenschnitt.



Fig. 82a. Grundriss.



1: 150.

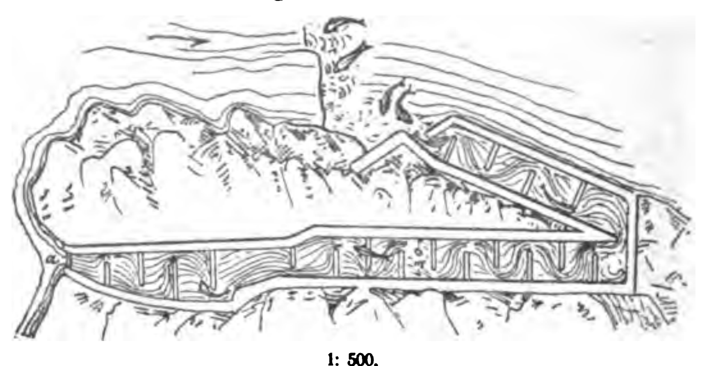
Fischpass am Caher-Wehr im Suir.

Ein weiteres interessantes Beispiel dieser Art ist der in Textfig. 83—83a ersichtliche untere Fischpass an einer der Stromschnellen des Ballysadareflusses bei Sligo in Irland, wo ein Gefälle von 9 m zu überwinden ist. Die Anlage besteht aus einer in gebrochener Linie geführten Rinne von 2,5 bis 3,0 m Breite, mit Querstegen in Entfernungen von 3,6 m, abgetreppter Sohle und einer kleinsten Wassertiefe von 0,5 m. Das mittlere Gefälle beträgt 1 : 13, und die



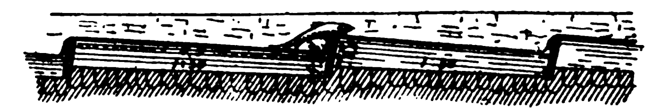
Neigung der einzelnen Absätze 1 : 30. Die Schlupföffnungen haben eine Breite von 0,35 m. Zur Erleichterung des Überspringens der Stege sind für diejenigen Fische welche diese Art des Aufstieges vorziehen, dieselben etwas nach dem Oberwasser zu geneigt (Fig. 83 a). Der Wasserbrauch beträgt 0,36 bis 0,4 cbm in der

Fig. 83. Grundriss.



1: 500.

Fig. 83 a. Längenschnitt.



1: 100.
Unterer Ballysadare-Pass.

Sekunde. Zur Regelung des Wasserzuflusses ist die Einmündung mit einer aus zwei Schützentafeln von 0,6 m Breite bestehenden Schleuse versehen, deren Fachbaum 0,3 m unter Niedrigwasser liegt. Diese Anlage hat sich als sehr zweckmässig erwiesen.

Eine Variation dieses Systems besteht entsprechend Textfig. 84 darin, dass bei entsprechend grösserer Breite der Rinne die Stege so nahe an einander gerückt sind, dass ihre gegenseitige Entfernung nur etwa $^1/_3$ bis $^1/_4$ der Rinnen-

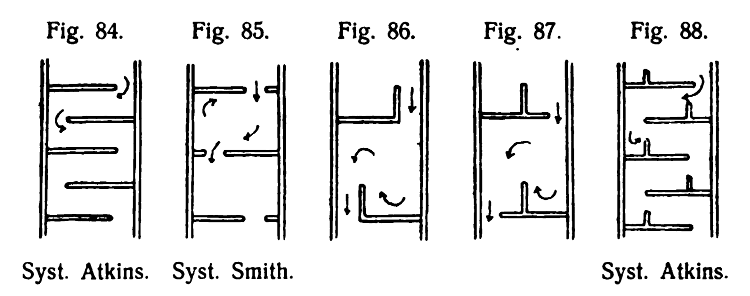


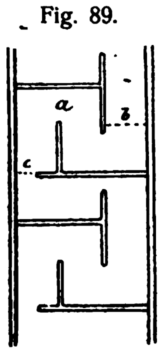
Fig. 84. Syst. Atkins. Fig. 85. Syst. Smith. Fig. 86. Fig. 87. Fig. 88. Syst. Atkins.

breite beträgt (Syst. Atkins), wodurch die Erreichung einer gleichförmigeren Strömung bezweckt wird. Eine andere Veränderung zeigt Fig. 85, darin bestehend, dass in der Verlängerung der eigentlichen Querstege kleinere Stege an der gegenüberliegenden Wange angebracht sind, so dass sich die Schlupföffnungen nicht an

die letztere anschliessen (Syst. Smith). Diese Anordnungen gestatten im allgemeinen ein grösstes Gefälle von 1 : 10 bis 1 : 8.

Behufs stärkerer Hemmung des Wasserabflusses und zur Vermeidung eines schiefen Durchströmens der Schlupföffnungen (wodurch die Fische leicht irre geführt werden), hat man die winkelrechten Stege auch mit Ansätzen (Flügeln) entsprechend den Figuren 86 bis 89 versehen, wodurch aber der Nachteil einer leichteren Bildung von Wirbeln und von Ablagerungen in den Kammern entsteht. Von diesen Anordnungen hat sich namentlich das System von Brackett (Textfig. 89, patentiert in Nordamerika 1872) als zweckmässig erwiesen, und ist namentlich in Amerika viel zur Anwendung gekommen. Dasselbe gestattet ein Gefälle bis zu etwa 1 : 6, ohne Schwierigkeit für die Fische den Pass ohne Aufenthalt zu durchschwimmen.

Fig. 89.



Syst. Brackett.

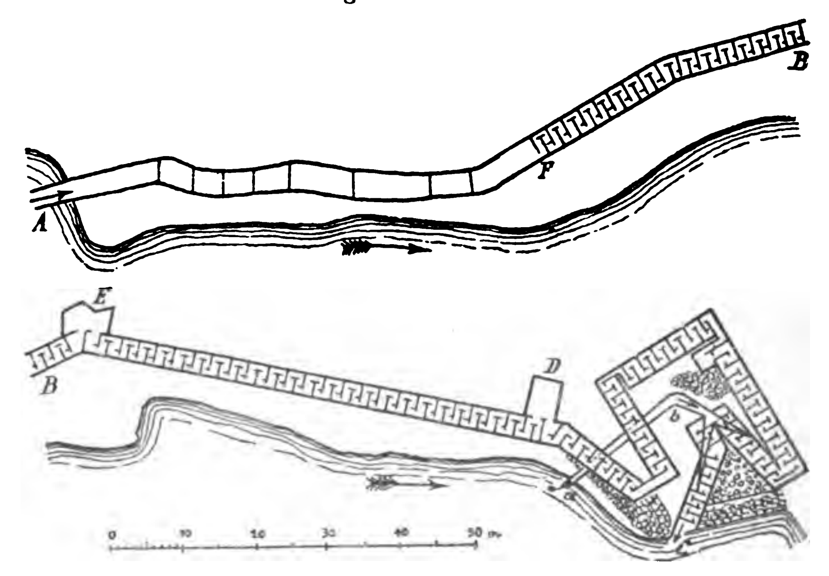
Infolge der komplizierten Form erfordern aber die Brackett'schen Pässe, damit die Fische nicht irre geführt und in den Bewegungen gehindert werden, grössere Dimensionen als Pässe anderer Art. So hat beispielsweise eine solche Anlage beim South Hadlay-Wehr in Massachusetts eine Breite vo 3,96 m und eine gegenseitige Entfernung der gleichgelegenen Stege, von 3,35 m. Bei einem anderen derartigen Passe bei Brownville (Maine) betragen aber die bezüglichen Abmessungen nur 2,44 und 2,29 m, und die Breite der seitlichen Öffnungen 0,61 m.

In Europa ist das Brackett'sche System z. B. beim Fischpass am Rukanfall (Rukanfos) im Sirefluss in Norwegen in grossartigem Masstab zur Anwendung gekommen. Diese vom norwegischen Fischerei-Inspektor A. Landmark anfangs der achziger Jahre ausgeführte Anlage besteht entsprechend dem Grundriss Textfig. 90 (hier in zwei Teile: *AB* und *BG* abgebrochen) und der perspektivischen Ansicht Fig. 90a im oberen Teil aus einem im Felsen eingesprengten Graben *AF* von 73 m Länge, mit einer Sohlenneigung von 1 : 180, und sodann aus einer Brackett'schen hölzernen Rinne von 2,82 m Breite und 212 m Länge, bei einer Neigung von 1 : 8 und 1 : 7, bezw. bei der oberen und unteren Hälfte. Der Pass hat somit eine Gesamtlänge von 285 m, und beträgt dessen Gesamtgefälle 27,2 m. Zur Vermeidung eines Überspringens der Seitenwände, sind dieselben entsprechend höher gehalten als die Stege, indem diese eine Höhe von 0,94 m, die Seitenwände aber eine solche von 1,18 m, nebst einem Drahtgitter von 0,3 m Höhe erhielten. Der gegenseitige Abstand der gleichgelegenen Stege beträgt 2,82 m, die Breite der Kammern 0,8 m und die Weite der die Kammern verbindenden Schlupföffnungen überall 0,63 m, ausser den oberen Auslauföffnungen *a* aus den Kammern (Fig. 89), welche um 0,1 m breiter sind, da sonst das Wasser hier stärker aufgestaut würde, als an anderen Stellen. Die Wassertiefe beträgt 0,6 m.

Ausserdem sind hier, abweichend von der eigentlichen Brackett'schen Anordnung, zur besseren Hemmung des Wassers an den Stellen wo es die grösste Geschwindigkeit annehmen will, nämlich bei *b* und *c*, wie in Fig. 89 mit punktierten Linien angedeutet, durchgehende niedrige Sperren von 0,19 m Höhe angebracht. In anbetracht der grossen Länge des Passes (der durch die Windungen zurückzulegende Weg der Fische beträgt 785 m) wurden bei *D* und *E* grössere Becken

als Ruheplätze angeordnet, welche bezw. 10 und 18 qm Fläche und 1,75 m Tiefe haben. Ferner wird hier, wie bereits früher angedeutet, zum besseren Anlocken der Fische dem unteren Teil des Passes durch eine eigene Leitung *ab* besonders Wasser zugeführt, welches vom unteren Teil des Falles entnommen wird. Im übrigen wird der Wasserzufluss so geregelt, dass aus früher angeführten Gründen etwas Wasser über die Stege fliesst. Die grösste Geschwindigkeit des Wassers im Passe beträgt 1,2 m, und der Wasserverbrauch ca. 0,65 cbm in der Sekunde. Die Anlage soll sich für Lachse als effektiv erwiesen haben.

Fig. 90. Grundriss.

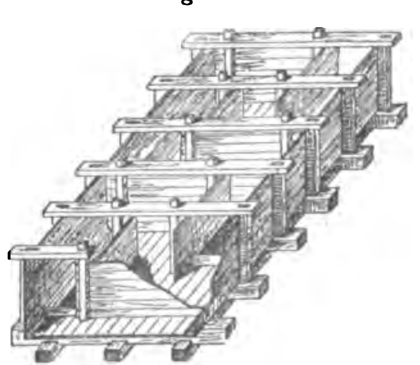


Fischpass am Rukanfall.

Eine andere Variation dieser Art von Pässen zeigt das folgende Beispiel:

Taf. 14, Fig. 7—7a. Fischpass in der Dal Elf bei Domnarfvet in Schweden. Diese im Jahre 1891 an einem Wehr ausgeführte Anlage unterscheidet sich von der vorigen dadurch, dass hier sämtliche Stege die gleiche Form und nur die Flügel abwechselnd nach auf- und abwärts gekehrt haben. Die Rinne hat 20,5 m Länge, 2,8 m Breite, Wangen von 2,5 m Höhe und ein Sohlengefälle von 1 : 9. Die Stauhöhe des Wehres beträgt bei gewöhnlichem Wasserstand 2,8 m, dem somit für die Rinne bei obiger Länge ein relatives Gefälle von 1 : 7,3 entspricht. Die Stege haben eine Höhe von 2 m und sind so gestellt, dass der Pass überall eine Breite von 0,8 m hat, ausser an den Stellen wo er durch die 0,2 × 0,2 m starken Ständer eingeschränkt ist.

Fig. 90 a.



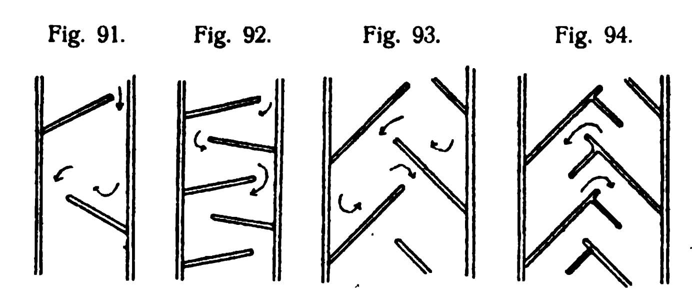
Fischpass am Rukanfall.

Der obere Teil der Rinne bildet eine Treppe mit drei über die ganze Breite geführten Sperren, die unten in der Mitte mit je einem Schlupfloch von 0,6 × 0,6 m Weite versehen sind, ausser der Einlaufmündung, die 0,77 m weit ist. Die untere Mündung hat

eine Weite von 0,5 m. Bei gewöhnlichem Wasserstand beträgt die Wassertiefe in der Rinne 0,8 m und der Wasserverbrauch 0,75 cbm/Sek. Die Anlagekosten sollen 1500 Kronen betragen haben. Auch bei dieser Anlage ist der Aufstieg des Lachses beobachtet worden (TFF. 1897, S. 26).

Behufs Erreichung einer noch wirksameren Hemmung des Stromes als durch rechtwinklige Stege werden dieselben entsprechend Textfig. 91 auch stromaufwärts schief gestellt. Bei dieser in Nordamerika sehr beliebten Anordnung (Syst. Foster) wird auch der Vorteil erreicht, dass die Kammern verhältnismässig länger werden und den Fischen das Vorbeischwimmen an den Stegen erleichtert wird. Dagegen hat diese Stellung den Nachteil der leichteren Bildung von Wirbeln und von Ablagerungen in den Kammern. — Ein im Jahre 1867 bei Union Mills in Nordamerika ausgeführter derartiger Pass, der sich als zweckmässig erwiesen haben soll, hatte eine Breite von 2,3 m, eine Tiefe von 1,5 m, und einen

Fig. 91. Fig. 92. Fig. 93. Fig. 94.



Syst. Foster. Syst. Foster. Syst. Swazey. Syst. Swazey-Atkins.

gegenseitigen Abstand der gleichgelegenen Stege von 6,1 m. Die Breite der Schlupföffnungen betrug 0,46 m am Boden und 0,23 m oberhalb, die Neigung der Stege gegen die Seitenwände ca. 55°, und das Gefälle des Passes 1 : 10. Man soll aber bei diesem System ohne Bedenken Gefälle von 1 : 9 bis 1 : 8 anwenden können.

Textfig. 92 zeigt eine Modifikation dieses Systemes, darin bestehend, dass die Stege bei weniger steiler Neigung nahe an einander gerückt werden, wodurch die Erreichung einer gleichmässigeren Strömung bezweckt wird, welche Anordnung sich bei grösseren Pässen recht gut bewährt haben soll. Eine andere Variation besteht entsprechend Textfig. 93 darin, dass die unter etwa 45° geneigten Stege nur etwas über die Mitte der Rinne reichen und so nahe an einander gerückt sind, dass die Schlupföffnungen in der Mitte der Rinne, zwischen den Stegenden liegen (Syst. Swazey). Diese Anordnung wurde durch Atkins noch dahin geändert, dass die Stege entsprechend Textfig. 94 an den Enden Flügel erhielten. Diese letztere Anordnung hat zwar den Vorteil, dass durch die Flügel die Strömung noch mehr geschwächt und gleichförmiger wird, dagegen aber den Nachteil, dass dieselben eine scharfe Wendung des Fisches erfordern und dadurch den Aufstieg

erschweren, nebstdem sie dem Fische den Eindruck geben, als ob dadurch der Weg gesperrt wäre. Das Gefälle kann hier 1 : 8 bis 1 : 7 betragen.

Einzelne dieser Pässe, wie z. B. jener von Atkins (Textfig. 84) sind behufs Raumersparnis auch in Spiralform vorgeschlagen worden.

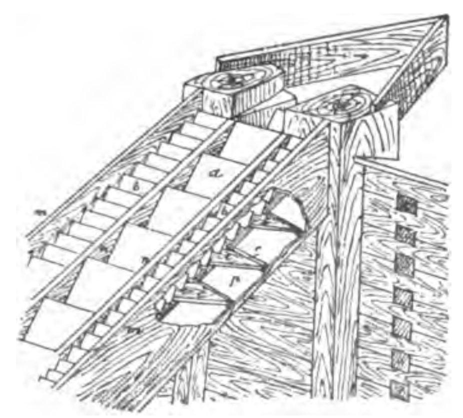
Eine weitere Variation dieser Art von Pässen zeigt die folgende Ausführung.

Taf. 14, Fig. 8. Fischpass für Lachse am Klosterfall (Klosterfos) des Skienflusses in Norwegen. Derselbe liegt am Ufer, hat zwischen 4,6 und 5,4 m Gefälle bei ungef. 46 m Länge, und besteht aus einer Holzrinne von 2,2 m unterer und 2,5 m oberer Breite und etwas über 1 m Höhe, mit 11 einseitigen, unter 60° geneigten Stegen von ungef. 1 m Höhe und 3,6 bis 3,8 m Abstand. Der Abstand der Enden der Stege von der gegenüberliegenden Wand beträgt 0,47 m. Die obere Kante liegt an der Wurzel 0,26 m tiefer als am freien Ende. In 1 m Entfernung unterhalb der Öffnungen sind sog. Stromwender *S* angebracht, die ungef. 0,23 m von der Wand vortreten (TFF. 1903).

c. Fischpässe mit Gegenstrom.

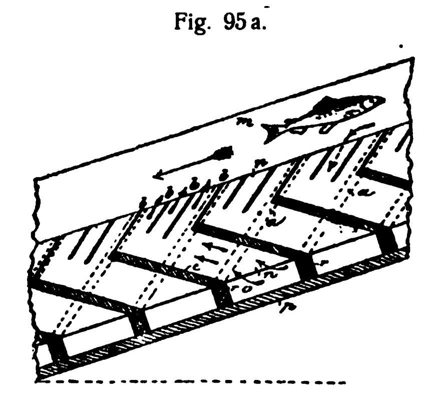
Diese eigenartigen Anlagen sind hölzerne oder eiserne Rinnen ohne Querwände, wobei aber das in der Rinne niederströmende Wasser durch vom Boden oder von den Seitenwänden kommende, stromaufwärts gerichtete Strahlen in der Bewegung gehemmt wird. Die nachstehenden Textfiguren 95—95 a zeigen die ursprüngliche Anordnung der amerikanischen Gegenstrom-Fischpässe von

Fig. 95.



Mac Donalds Pass mit Gegenstrom. Ansicht.

Fig. 95 a.



1: 20.
Mac Donalds Pass. Längenschnitt durch den äusseren Teil.

Mac Donald, bestehend aus einer Rinne, welche durch die Zwischenwände *n* der Länge nach in drei Abteilungen geteilt ist, deren Böden aus schräg nach unten gerichteten Schaufeln *a* und *b* bestehen, und mit darunter befindlichen Räumen in Verbindung stehen, unter denen sich der eigentliche Boden *p* befindet. Dieser Boden ist mit über die ganze Breite reichenden Querleisten *r* versehen,

bis zu denen die Zwischenwände *n* sowie die mittleren, unter ca. 36° gegen den Boden *p* abwärts geneigten Schaufeln *a* niedergeführt sind. Hierbei bleiben zwischen den unteren Kanten der Wände *n* und dem Boden *p* die freien Räume *o* (Fig. 95 a) übrig, durch welche die mittlere Abteilung mit den seitlichen in Verbindung steht.

In den zwei seitlichen Abteilungen sind gleichfalls von den Bodenleisten *r* ausgehend die Schaufeln *c* angebracht, welche auch unter 36° gegen den Boden *p*, jedoch in entgegengesetzter Richtung nach oben gerichtet sind, und nur bis zu ungefähr der halben Höhe der seitlichen Räume reichen, während der obere Teil durch die äusseren, wieder nach unten gerichteten dichteren Schaufeln *b* ausgefüllt ist.

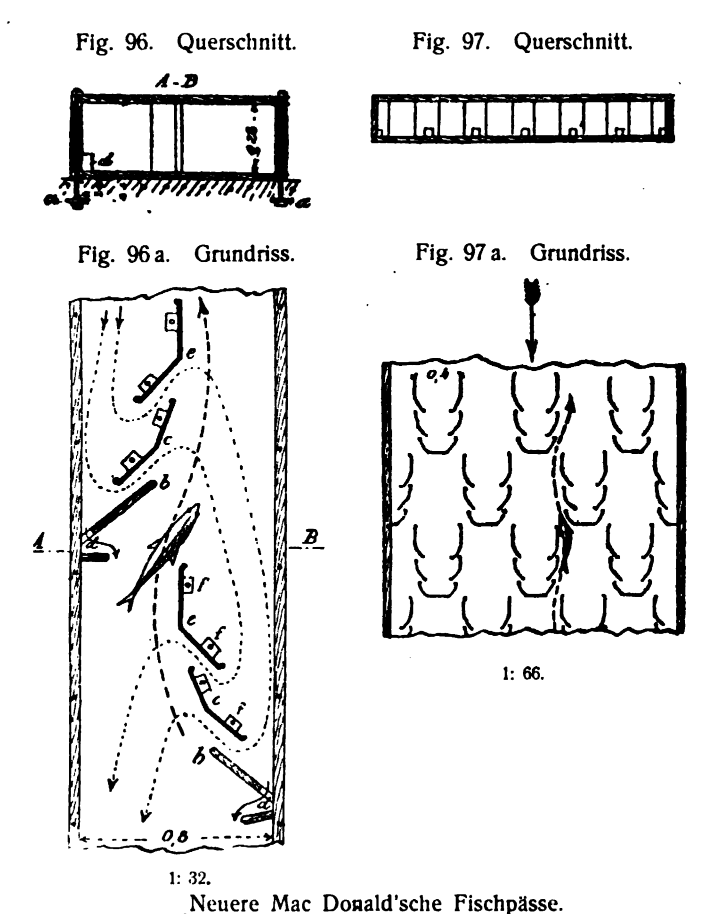
Da die Einmündung zum Passe nur so gross ist wie die mittlere Abteilung, so gelangt das niederströmende Wasser zwischen den Schaufeln *a* zum Boden *p*, und von hier durch die Zwischenräume *o* in die seitlichen Abteilungen, von wo es zwischen den Schaufeln *c* und *b* wieder zur Oberfläche emporsteigt, um dann wieder zwischen den folgenden Schaufeln *a* niederzusinken. Da hierbei das zwischen den Schaufeln *b* aufsteigende Wasser einen Gegenstrom bildet, so wird hierdurch die Geschwindigkeit des niederströmenden Wassers in dem Grade gehemmt, dass es eine gleichförmige und so langsame Bewegung erhält, dass darin die Fische selbst bei einer so steilen Neigung wie 1 : 3 mit Leichtigkeit aufsteigen können. — Nach den in Amerika gebräuchlichen Abmessungen haben diese Pässe eine Breite von 0,6 bis 0,8 m (wovon ca. 0,3 m auf die mittlere Abteilung entfällt) und eine gegenseitige Entfernung der Schaufeln *a* von ca. 0,3 m. Die Höhe der die drei Abteilungen abscheidenden Wände beträgt ca. 0,42 m. Doch sind diese Masse sowie die Höhe der in Fig. 95 ersichtlichen Seitenwände *m* für Lachse zu klein.

Vor dem Einlauf befindet sich ein Abweiser für schwimmende Gegenstände. Diese Pässe sind in Amerika vielfach zur Anwendung gekommen, und haben sich im allgemeinen gut bewährt, infolge dessen sie sich stellenweise auch in Europa Eingang verschafft haben. So befindet sich z. B. bei der Hornichmühle in der Werse (Nebenfluss der Ems) ein solcher Mac Donald'scher Pass von 0,81 m Breite, 3,5 m Fallhöhe und einem Gefälle von 1 : 3. Derselbe besteht aus Holz und eisernen Schaufeln. Eine zweite derartige Anlage bei der Sudmühle im selben Fluss ist ganz aus Eisen, und hat eine Breite von 0,77 m, eine Fallhöhe von 2,25 und gleichfalls eine Neigung von 1 : 3.

Eine andere in Amerika zur Anwendung gekommene Variation dieses Systems besteht darin, dass die seitlichen Abteilungen geschlossene Röhren bilden, von welchen das Gegenstromwasser an den nach oben verlängerten Seitenwänden *n* herauskommt. Der Erfinder hat ferner nach dem gleichen Prinzip

auch einen lotrechten Fischpass konstruiert, bestehend aus einem vierseitigen Schacht, dessen Seitenwände mit nach aufwärts gerichteten Schaufeln durchbrochen sind, die mit dem Oberwasser in Verbindung stehen, so zwar, dass das zwischen denselben ausströmende Wasser für die durch den Schacht unmittelbar ablaufenden Wassermassen einen Gegenstrom bildet.

Diese Mac Donald'schen Pässe sind jedoch mit Mängeln behaftet, die diese Anlagen nur unter gewissen Bedingungen als zweckmässig erscheinen lassen. Vor allem werden dieselben durch schwimmende Gegenstände u. s. w. leicht verstopft und zerstört. Sie sind ferner für grössere Fische, wie für Lachse, weniger geeignet, da bei der für dieselben erforderlichen grösseren Wassertiefe, bezw. grösseren Wassermenge, von dieser eine so grosse lebendige Kraft entwickelt wird, dass auf dieselbe der Gegenstrom keine genügende Wirkung hat.



Neuere Mac Donald'sche Fischpässe.

So wurden z. B. zur Überwindung der 800 m langen Stromschnellen des Potomac Flusses (Maryland) für ein Gesamtgefälle von 22 m im Jahre 1885 sechs hölzerne Pässe von gleicher prinzipieller Anordnung wie die obgenannten, mit einer Neigung von 1 : 6, erbaut. Doch wurden dieselben kurz vor ihrer Vollendung durch eine Hochflut teils zerstört, teils mit Sand, Kies und Steinen vollends zugeschüttet. Im Jahre 1886 wurde dann der unterste dieser Pässe gründlich gereinigt und ausgebessert, und soll dann seine Wirksamkeit eine gute gewesen sein.

Anlässlich dieser Erfahrung wurde daher von Mac Donald eine andere nicht weniger sinnreiche Passkonstruktion in Vorschlag gebracht, wobei jene Übelstände möglichst vermieden sind, und welche Konstruktion dennoch einfacher und weniger kostspielig ist, als die vorige.

Dieser neue Fischpass besteht entsprechend Textfig. 96—96a aus einem an allen vier Seiten geschlossenen Bohlenkasten von 0,8 m Breite und 0,28 m Höhe, welcher durch Ankerbolzen *a* an das darunter befindliche Betonbett geschraubt ist. Von den Seitenwänden springen in gegenseitigen Entfernungen von ungef. 1 m unter 45° nach oben gerichtete hölzerne Stege *b* vor, welche zum Durchlassen des Sandes an ihrer Wurzel mit Öffnungen *d* versehen sind. Zwischen diesen Stegen befinden sich je zwei stumpfwinklig gebrochene gusseiserne Leitschaufeln *c* und *e*, welche mittels Lappen *f* an Boden und Deckel angeschraubt, und so gestellt sind, dass das hinter denselben niederstürzende Wasser gezwungen ist zwischen denselben in aufwärts gehender Richtung herauszutreten, um dann wieder mit neuem Anlauf hinter das folgende Schaufelpaar niederzufliessen, wie im Grundriss durch die dünn gestrichelten Linien angedeutet ist. Der entlang der dick gestrichelten Linie aufsteigende Fisch kreuzt daher diese Wasserfäden gerade dort wo sie die kleinste Geschwindigkeit haben.

Bei grösserer Breite des Fischweges werden die Schaufeln entsprechend Textfig. 97—97a in mehreren Reihen eingebaut.

Der Deckel dient zum Schutz gegen Eintreiben von schwimmenden Körpern, und sind bei demselben Lichtöffnungen vorgesehen, wiewohl der Erfinder die Dunkelheit des Passes nicht für nachteilig hält, da der Aufstieg der Fische doch meistens bei Nacht stattfindet (CBl. 1888, S. 511).

Eine eigenartige Anordnung zeigen schliesslich die folgenden in neuerer Zeit von Caméré bei den Wehren der unteren Seine zur Anwendung gebrachten Fischpässe mit Gegenstrom.

Taf. 14, Fig. 9—9d. Fischpass mit Gegenstrom am Nadelwehr bei Martot (Kanalisierung der Seine). Diese im Jahre 1890 ausgeführte Anlage besteht aus einer zwischen zwei Poirée'schen Wehrböcken eingeschobenen trogförmigen Rinne von 10 m Länge, 0,9 m lichter Weite und einer Neigung des Bodens von 1 : 4. Dieselbe besteht aus Blech und Winkeleisen, ist an den Seitenwänden mit Holz bekleidet, und ragt mit dem oberen offenen Ende 0,1 m über der Oberwasserfläche empor. Dabei ruht sie mit dem unteren Ende auf der Schwelle des Wehres und ist mittels Ketten an zwei Pfahljochen aufgehängt. Die Stauhöhe des Wehres beträgt 2,83 m.

Für die Erzeugung des Gegenstromes sind im Boden der Rinne 18 über die ganze Breite gehende 2 cm weite Schlitze von der in Fig. 9d ersichtlichen Anordnung angebracht, durch welche also das gegen den Boden drückende äussere Wasser in schiefer Richtung in die Rinne emporgepresst wird. Um dem Strahl diese Richtung zu geben ist unterhalb des Schlitzes ein unter 45° gebogenes Winkeleisen angebracht. Die Entfernung der Schlitze nimmt von oben nach unten entsprechend der Zunahme des Druckes zu. Ausserdem ist die Weite der Schlitze durch angeschraubte Eisenplatten von 70 mm Breite und 4 mm Dicke stellbar. Die gesamte Fläche der Öffnungen beträgt 0,324 qm, die Wassertiefe in der Rinne 0,35 m und der Wasserverbrauch 0,63 cbm/Sek. Die Geschwindigkeit des Wassers in der Rinne beträgt aber dennoch an der Oberfläche auf 2,54 m und die mittlere Geschwindigkeit 2 m/Sek.

Später wurden Fischpässe gleicher Art auch an anderen Wehrstellen in der Seine z. B. bei derjenigen von Poses ausgeführt, wobei die Oberflächengeschwindigkeit 3,3 m und die mittlere Geschwindigkeit 2,35 m beträgt (TFF. 1903 — ÖW. 1901, S. 324).

Taf. 14, Fig. 10—10a. Fischpass am Nadelwehre von Blancheterre in der unteren Seine, ausgeführt im Jahre 1894. Bei dieser Anordnung ist die Rinne unterhalb des Wehres derart angebracht, dass das obere Ende zwischen zwei Wehrböcken aufgehängt, das untere Ende dagegen auf einen Schwimmer *S* gelagert ist. Der Boden *A* der Rinne liegt am oberen Ende 0,3 bis 0,4 m tief unter dem oberen Wasserspiegel und ist mit Schlitzen gleicher Art wie im vorigen Falle versehen. Unter diesem Boden befindet sich ein zweiter dichter Boden *B*, wodurch unter der Rinne ein auch am unteren Ende geschlossener Kasten gebildet ist, während er am oberen Ende mit dem Oberwasser in Verbindung steht. Hierdurch befindet sich unter dem oberen Boden ständig Druckwasser, das wie im vorigen Falle durch die Schlitze emporgepresst wird und den Gegenstrom erzeugt.

An anderen Stellen sind stattdessen solche Druckwasser-Kasten und Schlitze an den Seitenwänden angebracht worden, so dass der Gegenstrom von den Seiten kommt. Eine solche Anlage befindet sich an der Wehrstelle Saint-Aubin (ausgeführt 1891), wobei die Rinne 0,556 m und die Seitenkasten 0,5 m Weite haben. Die Rinne ist 10,3 m lang und hat auf jeder Seite 18 Schlitze von 2 cm Weite. Die Wassertiefe in der Rinne beträgt 0,5 m. — Die Effektivität dieser Anlagen ist durch Fangversuche festgestellt worden (ÖW. 1901, S. 324 — TFF. 1903).

2. Fischtreppen.

a. Gewöhnliche Fischtreppen.

Die bei den Fischtreppen über die ganze Breite geführten Sperren haben entweder eine wagrechte Oberkante, oder ist dieselbe abwechselnd nach der einen und nach der anderen Seite zu geneigt, oder sie bildet eine nach der Mitte zu keilförmig geneigte, oder eine konkave Linie. Bei wagrechter Oberkante werden die Sperren für den Durchgang derjenigen Fische die zum Springen nicht geneigt sind, mit einer an der Oberkante eingeschnittenen Schlupflücke (System Smith) oder mit einem an der unteren Kante angebrachten Schlupfloch (System Cail) versehen, während bei geneigter Oberkante solche Öffnungen nicht erforderlich sind, indem hier der Fisch an der tiefsten Stelle der Kante schwimmend durchkommen kann.

Die Schlupflücken sind viereckig oder besser halbkreisförmig, und müssen für grössere Fische eine Breite von wenigstens 0,3 m und eine so grosse Höhe erhalten, dass das überströmende Wasser etwa 0,35 bis 0,4 m Tiefe hat. Die Sohle wird meistens treppenförmig, mit horizontalen oder schwach geneigten Absätzen zwischen den Sperren angeordnet.

Nachstehende Textfiguren 98—98a zeigen die Anordnung einer Forellentreppe im Enzfluss bei Calmbach in Württemberg, die sich gut bewährt haben soll. Dieselbe hat eine eben durchgehende Sohle mit der ungewöhnlich starken Neigung von 1 : 3,5, eine lichte Weite von 0,8 m, eine Kammerlänge von 0,9 m, eine kleinste Tiefe von 0,3 m und einen Höhenunterschied der Wasser-

fläche in den Kammern von 0,23 m. Vor der Ausmündung befindet sich ein tiefer Kolk am Fusse einer Freischleuse, für dessen Beibehaltung eine schräge Bohlenwand vorgelegt ist.

Fig. 98. Längenschnitt.

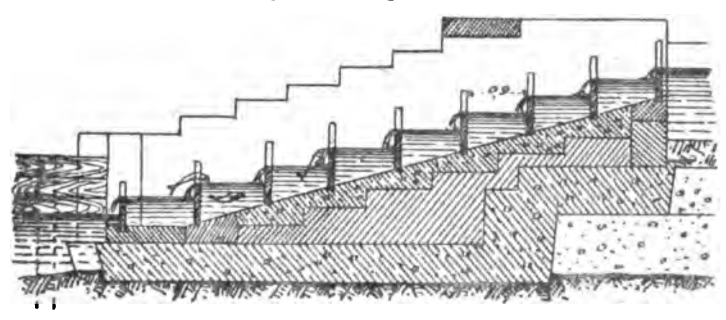
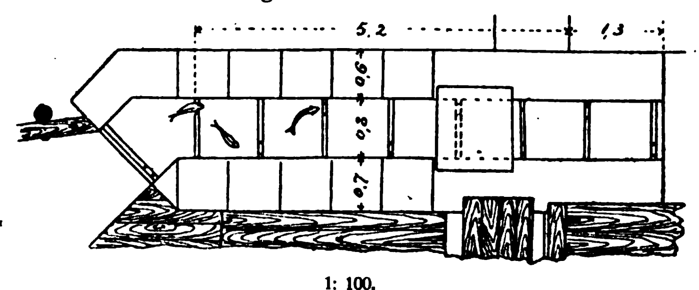


Fig. 98 a. Grundriss.



1: 100.
Forellentreppe im Enzfluss.

Als Beispiel einer Lachstreppe in einem Steinwehr, möge die in den Textfiguren 99—99 b ersichtliche Anlage dienen. Die Sohle besteht aus horizontalen Treppenabsätzen und hat ein mittleres Gefälle von 1 : 7. Die lichte Weite zwischen den Wangen beträgt 2 m, die gegenseitige Entfernung der Sperren 1,35 bis 1,5 m, ihre Höhe 0,5 m, und die Weite und Höhe der rechteckigen Schlupflücken 0,5 × 0,3 m.

Das untere Ende der Treppe steht 3 m über den Wehrfuss hinaus. Trotz dieser, aus oben angeführten Gründen ungünstigen Anordnung und des verhältnissmässig steilen Gefälles, ist doch durch besondere Beobachtungen festgestellt worden, dass die Anlage von den Fischen für den Aufstieg lebhaft benutzt wird (ZfB. 1883).

Eine vorzügliche Anlage gleicher Art ist die in den Textfiguren 100—100 c ersichtliche Fischtreppe im Weserwehr bei Hameln. Dieselbe ist nach der kombinierten Smith-Cail'schen Bauart ausgeführt, indem hier sowohl Schlupflücken von 0,2 m Halbmesser als auch Schlupflöcher von 0,35 × 0,55 m in den oberen zwei, und von 0,35 × 0,35 m Weite und Höhe in den unteren sechs Sperren vorkommen. Dieselben sind entsprechend Fig. 100 a wechselständig angebracht. Die in den Figuren nicht ersichtlichen Schlupflücken befinden sich an den anderen Enden der Sperren in ebenso grosser Entfernung von der Wand wie die Löcher. Hierdurch erhält das Wasser einen ruhigen Gang ohne Wirbelbildung und erbietet den Fischen gute Ruheplätze. Die nur auf der einen Seite angebrachte, mit Schütze verschliessbare Einlauföffnung (Fig. 100 a) hat eine Weite von 0,4 × 0,4 m. Der Höhenunterschied der Becken beträgt bei Niedrigwasser 0,3 m bei den oberen, und 0,4 m bei den unteren Becken.

Diese Anlage wurde, nachdem sich die frühere am Ufer gelegene Fischtreppe *A* (Fig. 100) als unwirksam erwiesen hatte, (infolge von zu geringer Wassertiefe vor der Ausmündung) gelegentlich des im Jahre 1887 erfolgten Umbaues des früheren Holzwehres (vergl. Taf. 4, Fig. 1—1 a & Textfig. 44) in der Mitte des Flusses bei *B* ausgeführt. Dieselbe hat ein Gefälle von 1 : 8 und besteht aus Cement-Kiesbeton mit Sandsteinquader-Verkleidung an den Ecken und Enden. Der Fundamentkörper ist durch eine 20 cm starke Spundwand gesichert, welche während des Baues von einem 2 m breiten Tonfangedamm umgeben war. Die Ausmündung liegt in einer Linie mit dem Wehrfuss, während die Einmündung in

Fig. 99. Längenschnitt.

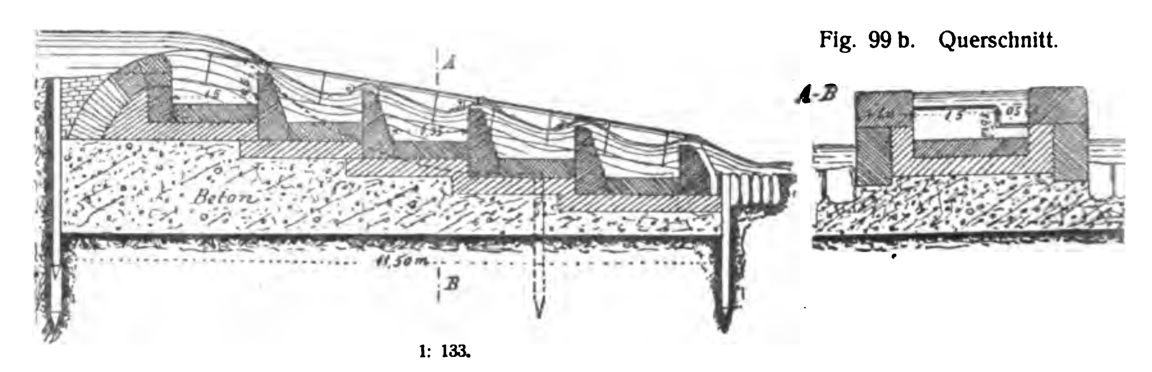
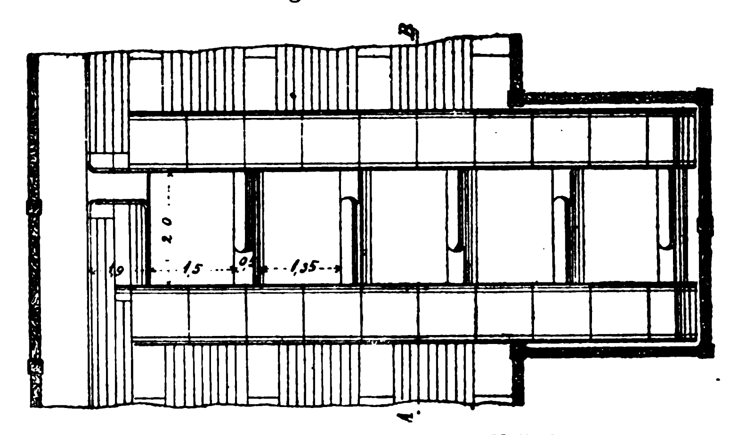


Fig. 99 b. Querschnitt.

1: 133.

Fig. 99 a. Grundriss.



Fischtreppe im Lahn-Wehr bei Kalkofen.

das Oberwasser hineinragt. Die Sohle der Einmündung liegt etwa 1,5 m über derjenigen des Flusses. Die Schlupflöcher sind zur Mässigung der Zusammenpressung der ausströmenden Wasserstrahlen und zur Verhütung einer Beschädigung der Fische, gehörig abgerundet. Das obere Ende der Treppe bildet zur Ablenkung von schwimmenden Gegenständen nach Art der Eisbrecher einen spitzen Winkel, an dessen einer Seite sich die mit einer Schütze verschliessbare Einmündung befindet. Zum Schutz gegen Hochwasser, Eisgang etc. ist die Treppe durch einen Rost von starken **T** Eisen abgedeckt. Die Kosten dieser Treppenanlage stiegen zu dem ungewöhnlich hohen Betrage von 21 130 Mk.

Bereits wenige Stunden nach deren Eröffnung im September 1887 passierten dieselbe mehrere Lachse, und wurde auch späterhin darin ein lebhafter Aufstieg von Lachsen beobachtet. In den besonders warmen Sommermonaten der Jahre 1888 und 1889 zeigte sich, dass zuweilen sämtliche Becken mit verschiedenen Fischarten, namentlich Barben, Weissfischen, Kühlingen und Barschen dicht gedrängt angefüllt waren. — Im Juni des letzteren Jahres wurde während der Abendstunden der Aufstieg zahlreicher junger Aale von 15 bis 25 cm Länge und 0,6 bis 1,0 cm Dicke beobachtet, von welchen die Becken zeitweilig in dichten

Knäulen angefüllt waren. Es wurde auch festgestellt, dass die Fische meistens durch die Löcher schwimmen, und selten die Sperren überspringen. Nachdem die unteren Becken schon bei Mittelwasser überschwemmt werden und dadurch den Fischen das Finden des Einlaufloches erschwert wurde, hat man in letzterer Zeit die unterste Sperre durch eine Bretterwand von gleicher Höhe wie die Sperre selbst erhöht, um durch den stärkeren Strom in der Auslaufmündung die Fische besser anzulocken (CBl. 1890, 1895 — TFF. 1897, 1903).

Cail hat seine Treppen auch in Spiralform vorgeschlagen. Bei Forellenbächen haben sich solche Cail'sche Treppen auch in Form von beweglichen Rinnen aus leichten Brettern als gut geeignet erwiesen. Die Stufenhöhe kann hierbei etwa 0,2 bis 0,3 und die Weite der Schlupflöcher 0,1 bis 0,15 m betragen.

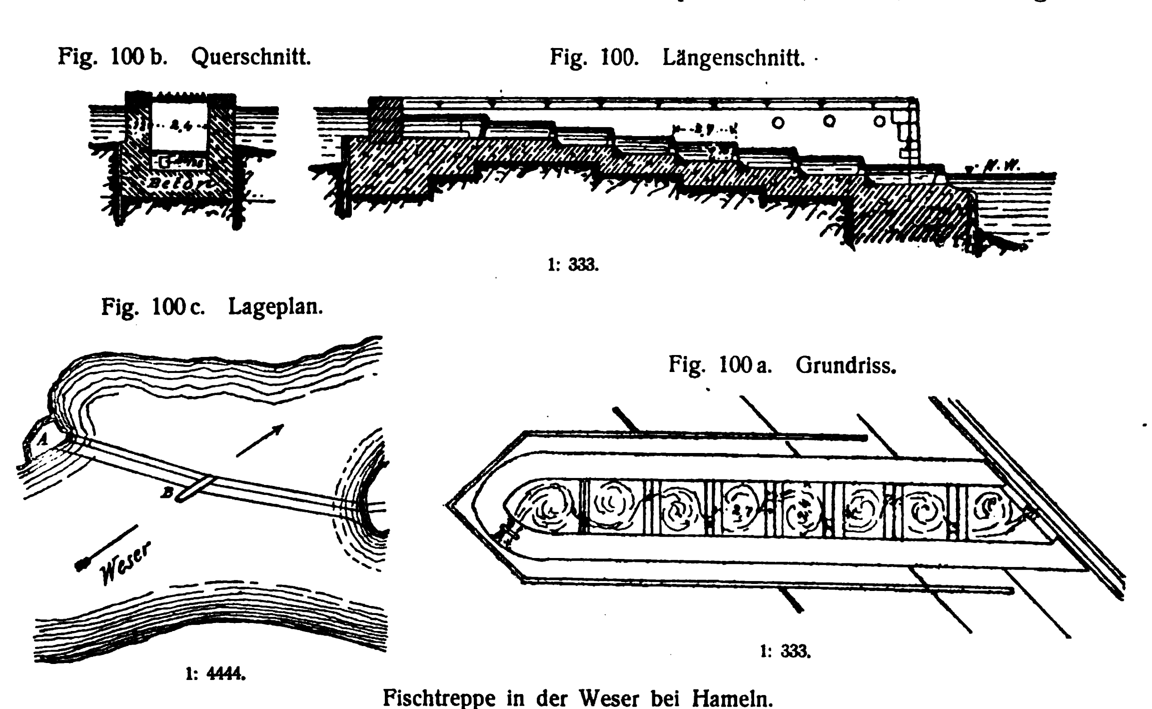


Fig. 100 b. Querschnitt. Fig. 100. Längenschnitt. 1: 333.

Fig. 100 c. Lageplan. 1: 4444.

Fig. 100 a. Grundriss. 1: 333.

Fischtreppe in der Weser bei Hameln.

Meistens werden aber die Sperren nur mit Schlupflücken versehen. Die folgenden Beispiele zeigen einige am Ufer gelegene Fischtreppen dieser Art, die bei Wehren in verschiedener Weise um die Wehrwangen herum geführt sind.

Taf. 15, Fig. 1—1 a. Fischtreppe am Fuldawehre bei Speele. Die Stauhöhe beträgt hier 2,46 m und die Länge der Treppe 16,4 m, demnach dieselbe ein Gefälle von 1 : 6,7 hat. Die Breite der Rinne und die Länge der Becken betragen 2,0 m, deren Tiefe 0,8 m und deren Höhenunterschied 0,31 m, welches letztere Mass aber bei jener für den Anlauf der Fische sehr beschränkten Länge der Becken zu gross sein dürfte (TFF. 1897, S. 30).

„ Fig. 2—2 b. Fischtreppe am Nadelwehr zu Frankfurt a. M. Diese gelegentlich der Kanalisierung des Mains unterhalb Frankfurts zu Ende der achziger Jahre am linken Ufer ausgeführte Anlage besteht aus Sandsteinquadern auf Betonfundament und hat bei einer Stauhöhe von 2,67 m eine Länge von 28,3 m. Die

Becken haben 3,0 m Breite, 3,2 m · Länge, 0,8 m Wassertiefe und einen Höhenunterschied von 0,3 m. Die Sperren haben an der Krone und am Fusse eine Dicke von bezw. 0,3 und 0,4 m und sind mit wechselständigen Schlupflücken von 0,3 m Halbmesser versehen. Der obere mittels Schütze verschliessbare Teil bildet zur Minderung der Anlagekosten auf 16 m Länge einen Kanal von nur 1,2 m Breite.

Die gleiche Anordnung hat auch die Treppe der Wehrstelle Kostheim, während. die übrigen eine etwas abweichende Form haben. Speziell diejenige des Wehres bei Okriftel ist in Übereinstimmung mit den nachstehenden Textfiguren 101—101 a ausgeführt.

Diese Anlage besteht aus Bruchsteinmauerwerk auf Betonfundament, mit Sperren aus Sandsteinplatten. Das Gefälle beträgt 1 : 10,6 und haben die Kammern eine Breite von 2,5 m und eine Wassertiefe von 0,8 m. Die obere Mündung liegt auch hier mit der Sohle 0,8 m tief unter dem Oberwasser und steht durch einen

Fig. 101. Grundriss.

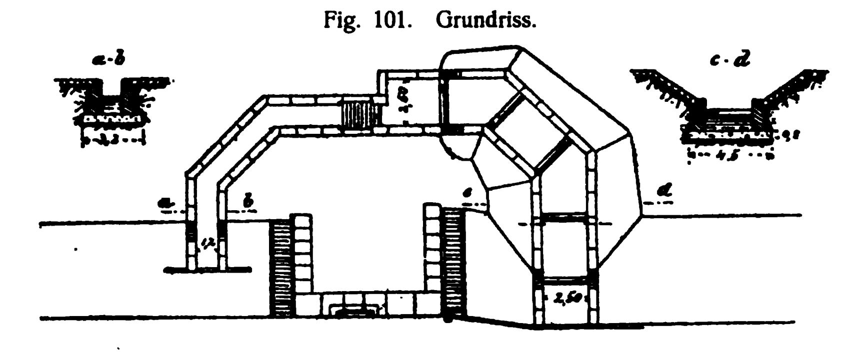
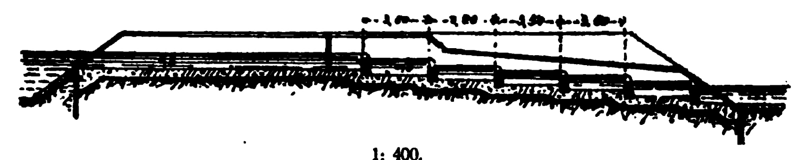


Fig. 101 a. Längenschnitt.



1: 400.
Fischtreppe am Main-Wehr bei Okriftel.

längeren wagrechten Kanal von nur 1,2 m Breite mit den Kammern in Verbindung. Die wechselständigen Schlupflücken haben auch hier einen Halbmesser von 0,3 m. Es hat sich gezeigt, dass diese Treppen namentlich im Mai, bei warmem sonnigen Wetter und nicht trübem Wasser von den Fischen lebhaft benutzt werden (ZfB. 1888 — TFF. 1897, S. 31).

Taf. 15, Fig. 3—3b. Fischtreppe am Mainwehre bei Offenbach. Diese in neuester Zeit bei der Kanalisierung des Mains oberhalb Frankfurts angewendete Treppe hat zwar die gleiche allgemeine Anordnung wie die unterhalb gelegenen, ist aber sowohl in der Grundrissform als auch in anderen Beziehungen vorteilhafter disponiert, infolge dessen diese Anlagen auch effektiver sein sollen als die anderen. Die ganze Länge der aus Sandstein auf Betonfundament ausgeführten Anlage beträgt hier 53,5 m. Die Becken haben 3 bis 3,4 m Länge, 2,5 m Breite, 0,8 m Wassertiefe und einen Höhenunterschied von nur 0,21 m. Die Sperren sind entsprechend Fig. 3 b aus zwei Sandsteinblöcken von 1,2 m Höhe, 0.5 m Dicke am Fusse und 0,3 m Dicke an der Krone zusammengesetzt. Dieselben sind mit wechselständigen halbkreisförmigen Schlupflücken von 0,3 m Halbmesser versehen. Die obere Mündung hat nur 2 m Weite und ist mittels einer Klappe *K* verschliessbar (TFF. 1903).

Eine etwas abweichende Anordnung erhielten die in neuerer Zeit bei den Nadelwehren der Fulda-Kanalisierung zwischen Cassel und Münden ausgeführten Fischtreppen. Dieselben wurden — ausser der Wehrstelle bei Speele — in einen in der Mitte des Flusses befindlichen Pfeiler verlegt, und erhielten die im folgenden Beispiel ersichtliche Ausführung.

Taf. 15, Fig. 4—4b. Fischtreppe des Fulda-Wehres bei Bonafort. Hier sind die Sperren mit je einem freistehenden Flügel von 0,8 m Länge und 0,6 m Höhe versehen, um hinter denselben den Fischen einen Ruheplatz zu verschaffen. Die Becken haben 2 m Breite, 2 bis 2,39 m Länge, 0,8 m Tiefe und einen Höhenunterschied von 0,31 bis 0,32 m. Die Sperren bestehen aus Sandsteinplatten von 0,3 m Dicke und sind mit halbkreisförmigen Schlupflücken von 0,3 m Halbmesser, sowie an der unteren Kante mit Löchern von 25 mm Durchmesser zur Ableitung des Wassers bei der Reinigung und bei Ausbesserungen, versehen. Die auf der rechten Seite des Pfeilers angebrachte Einlaufmündung hat eine Weite von 0,75 m und ist mittels Schütze verschliessbar.

Das unterste vor dem Pfeiler angebrachte Becken hatte ursprünglich auf jeder Seite eine Schlupflücke von 0,9 m Breite und 0,3 m Tiefe. Nachdem man aber festgestellt hatte, dass die Treppe von den unterhalb zahlreich auftretenden Fischen (auch Lachsen) nicht benutzt wurde, so wurden bei dieser untersten Wehrstelle in neuester Zeit jene seitlichen Lücken geschlossen und entsprechend Fig. 4 durch eine an der Vorderseite angebrachte halbkreisförmige Lücke von 0,3 m Halbmesser ersetzt, um durch diesen einzigen, kräftigeren Wasserstrahl die Fische besser anzulocken. Gleichzeitig wurden die Sperren durch die in den Figuren angedeuteten provisorischen Holzwände um 0,25 m erhöht und die Einlaufmündung erweitert, um einen stärkeren Strom durch die Lücken und eine grössere Wassertiefe zu erreichen. Dies soll aber wieder eine zu starke Wirbelbildung in den Becken veranlasst haben.

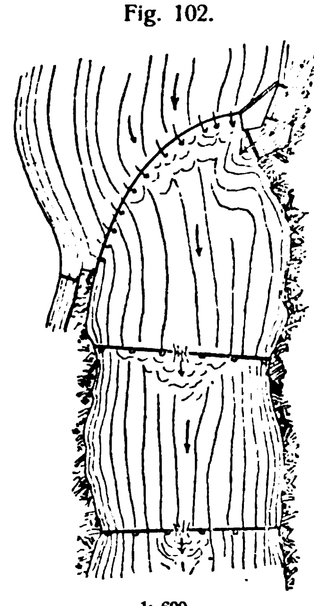
Die Becken sind um die für den ersten Bock des Nadelwehrs ausgesparte Nische herumgeführt, welche ebenso wie die Fischtreppe für den Übergang von der einen Wehrhälfte zur anderen mit Riffelblech überdeckt ist (TFF. 1903, 1897 — ZfB. 1898, 1899).

b. Fischtreppen mit Hilfswehren.

Eine besondere Art von Fischtreppen sind diejenigen Anlagen, die zur Ermöglichung des Aufstieges der Fische durch Stromschnellen im Flusse selbst als Sperren in Form von kleinen Hilfswehren ausgeführt werden. Dieselben können in einem Seitenarme oder im Hauptarme des Flusses angebracht sein, und können in der einfachsten Form aus einzelnen an der Sohle befestigten Balken, oder aus Bohl- oder Balkenwänden bestehen, während sie sonst massiv ausgeführt werden. Die folgenden Beispiele zeigen einige Anlagen dieser Art.

Taf. 15, Fig. 5—5a. Fischtreppe mit Hilfswehren im Deefluss-Wehre bei Mile End. Die Hilfswehre befinden sich hier in einem Winkel zwischen dem Hauptwehr und dem rechten Ufer, und bestehen aus über einander gelegten, am Felsboden angeschraubten Holzbalken von 35 × 35 cm Querschnitt, und einer dagegen angelegten Spundwand. Zur Erleichterung des Überganges der Fische ist der oberste Balken nach der Mitte zu keilförmig eingeschnitten. Für den Durch-

Fig. 102.



1: 600.
Fischtreppe mit Hilfswehren im Branfluss.

gang durch das Hauptwehr ist dieses mit einer Öffnung von 3,66 m Weite und 0,15 m Tiefe unter der Wehrkrone versehen. Der Höhenunterschied der Becken beträgt 0,33 m. Die Anlage wird von allen im Fluss vorkommenden Fischarten passiert (TFF. 1903).

Eine Anlage ähnlicher Art befindet sich bei einem Wehr im Branfluss in Preussen, zusammen mit einer gewöhnlichen Fischtreppe (Textfig. 102). Hier war das Gefälle unmittelbar unterhalb des Wehres so gross und die Wassertiefe so gering, dass die zur Umgehung des Wehres angelegte Fischtreppe, ohne die zwei unterhalb angelegten Hilfswehre für die Fische (Lachse) nicht erreichbar gewesen wäre. Diese Hilfswehre bestehen aus einfachen Bohlwänden mit einer Schlupflücke von 1 m Breite in der Mitte. Die hierdurch erreichte Wassertiefe beträgt beim niedrigsten Wasserstand mindestens 0,6 m, und entfällt von dem 1,7 bis 2 m betragenden Gesamtgefälle etwa die Hälfte auf die beiden Hilfswehre und die andere Hälfte auf die Treppe. Letztere hat eine Breite von 1,5 bis 2,2 m, eine Kammerlänge von 2,5 bis 2,6 m, eine Wassertiefe von 0,7 m und einen Höhenunterschied der Kammern von etwa 0,25 m. Die Sperren bestehen hier aus Bohlen.

Taf 15, Fig. 6—6c. Fischweg im Dart-Fluss bei Buckfast in Devonshire. Die Anlage besteht aus einer Reihe von Hilfswehren aus Beton in einem Seitenarm des Flusses, welche auf der felsigen Sohle des Flusses ausgeführt sind. Sie schliessen sich mit dem einen Ende gegen das linke Flussufer und mit dem anderen an eine langgestreckte Klippe, und sind an der Krone zur Erleichterung des Durchganges der Fische mit wechselständigen keilförmigen Einschnitten versehen. Die Becken nehmen von oben nach unten an Grösse zu. Deren Tiefe beträgt bei den obersten 0,9 m und nimmt nach unten bis auf 1,3 m zu. Der Einlauf besteht aus einem Einschnitt in die Krone des Hauptwehres von 3,7 m Breite und 0,075 m Tiefe. Der Höhenunterschied der Becken beträgt ungefähr 0,38 m bei den unteren und 0,3 m bei den obersten Becken. Zum Schutz gegen schwimmende Gegenstände ist oberhalb in ca. 4 m Entfernung von der Mündung eine Pfahlwand angebracht (TFF. 1903).

„ Fig. 7—7b. Fischweg im Wye-Fluss bei Rhyader in Wales. Die sechs Hilfswehre sind hier in einer scharfen Krümmung des Hauptarmes auf Felsboden ausgeführt und bestehen aus Beton, mit Quadereinfassung an der Krone. Ausser diesen Hilfswehren ist noch ein Wehr im linken Arm angelegt, wodurch der Wasserabfluss nach dieser Seite ganz abgesperrt ist. Die Becken haben ungef. 3 m Länge und 0,7 bis 2,0 m Tiefe, sowie einen Höhenunterschied von 0,25 bis 0,35 m. Da die Anlage nur für Forellen, die gern springen, bestimmt ist, so sind hier keine Schlupflücken angebracht.

Zur Trockenlegung der Becken bei Ausbesserungen und zur Reinigung sind die Hilfswehre entsprechend Fig. 6a mit Ablaufrohren von 75 mm Durchmesser versehen (TFF. 1903).

c. Natürliche Fischtreppen.

Die sogenannten natürlichen Fischtreppen bestehen entsprechend Textfig. 103—103a aus am Ufer in den Felsboden eingesprengten Becken von 2,5

bis 3,5 m Breite, 3 bis 4 m Länge und 1 bis 1,5 m Tiefe, welche durch einfache Rinnen von etwa 1 bis 1,25 m Breite (so schmal dieselben ausgesprengt werden können), 1 bis 3 m Länge, und 0,5 bis 1 m Tiefe mit einander verbunden sind. Der Höhenunterschied der Becken beträgt 0,7 bis 1,0 m und das mittlere Gefälle des Fischweges höchstens 1:8 bis 1:7, bei grösseren Wassermengen jedoch nicht grösser als 1:12 bis 1:10.

Fig. 103. Vertikalschnitt.

Fig. 103a. Grundriss.



1: 300.
Natürliche Fischtreppe.

Die ältesten Anlagen dieser Art befinden sich in Amerika, wo sie als sog. Cape-Cod-Treppen bereits im Jahre 1806 im Damariscotta Flusse in Maine, zur Umgehung einer Stromschnelle von 15,25 m Gefälle unter Benutzung von 25 Becken zur Anwendung kamen.

Auch in Norwegen kommen solche Anlagen (minerede basjntrapper) mehrfach vor, wie z. B. am Osfall im Soenfjord, wo ein Gefälle von 12,75 m auf 100 m Länge durch 15 Becken von 1,6 bis 3,8 m Breite und 3,5 bis 5,3 m Länge umgangen wird, welche durch Rinnen von 1 bis 1,25 m Länge und 0,64 bis 1,12 m Gefälle mit einander verbunden sind. Diese vor etwa 40 Jahren ausgeführte Anlage, deren Kosten nur ca. 4000 Kronen betrugen, soll von Lachsen viel benutzt werden.

Nach Landmark können solche natürliche Treppen im allgemeinen als die zweckmässigsten Fischwege zur Umgehung von Wasserfällen angesehen werden, da dieselben infolge der durch die Sprengung bedingten unregelmässigen Form der Becken und Kanäle und die rauhe Beschaffenheit der Sohle und Wände den Wasserabfluss stark hemmen und dadurch ein verhältnismässig starkes relatives Gefälle zulassen, in der Anlage nicht wesentlich teuerer sind als hölzerne Treppen, die grösstmögliche Stabilität besitzen, und so gut wie gar keine Unterhaltungskosten erfordern.

3. Aalrinnen.

Die Aale laichen wie bereits gesagt, im Gegensatz zu den Lachsen im Meere, und steigt ihre junge Brut im Frühjahr oder Sommer (oft in beteutenden Massen, zu Millionen) in die oberen Flussläufe, von wo sie dann als erwachsene Tiere wieder zum Meere zurückkehren. Da diese aufsteigenden jungen Aale oft nur eine Länge von etwa 5 bis 10 cm und Stricknadeldicke haben, so ist es für dieselben im allgemeinen schwer, selbst kleinere Strömungen schwimmend zu überwinden. Dagegen haben dieselben ein besonderes Vermögen, zwischen Steinen oder an feuchten Wänden emporkriechend oder kletternd, selbst die stärksten Gefälle zu überwinden.

Nach den früher angeführten Beobachtungen bei der Fischtreppe in der Weser bei Hameln zu urteilen, können unter Umständen die gewöhnlichen Fischwege auch für die Aalbrut passierbar sein, in welchem Falle besondere Anstalten für den Aufstieg dieser Fische entbehrlich sein können. Wo aber gewöhnliche Fischwege nicht vorhanden sind, werden zu dem Zwecke sog. Aalrinnen angewendet, die möglichst nahe am Ufer anzubringen sind, und am besten aus schwarz gestrichenem Holz bestehen, da die Aale sowohl Metallflächen als auch glänzende Gegenstände meiden. Bei kleinerem Gefälle kann hierzu allenfalls schon ein rauhes Brett, mit einer Neigung von etwa 1 : 6 bis 1 : 3 genügen, wenn dasselbe durch schwach darüber sickerndes Wasser feucht gehalten wird. Besser ist es aber zu dem Zwecke hölzerne Rinnen oder geschlossene Röhren, die mit Steinen oder Faschinen gefüllt sind, zu verwenden. Anlagen dieser Art zeigen die folgenden Beispiele.

Taf. 15, Fig. 8—8 a. Aalrinne der einfachsten Art, bestehend aus einer Bohle von wenigstens 15 cm Breite mit seitlichen Leisten von etwa 8 cm Höhe, zur Vermeidung des Niederfallens der oft in dicken Massen über einander kriechenden Tiere. Das untere Ende wird trichterförmig erweitert, und werden zur Erleichterung des Aufstieges in solche Rinnen Faschinenwürste eingelegt, oder am Boden mit kleinen Steinen belegt, in welchem Falle der Boden mit Querleisten versehen wird, um ein Abgleiten der Steine zu verhindern. Die Steine sind namentlich in moosbewachsenem Zustand zweckentsprechend (TFF. 1897, S. 41, Pl. V).

„ Fig. 9—9 b. Aalrinne bei Schwentine (Holstein). Diese Anlage besteht aus einer hölzernen Röhre von 0,13 × 0,13 m Querschnitt, in welche auf je 0,4 m Länge eine Querwand mit vier wagrechten Schlitzen von bezw. 5 mm und 9 mm Weite auf der oberen und unteren Seite und mit einem Spielraum von 12 mm zwischen der oberen Kante und dem Deckel der Röhre angebracht sind. Die Öffnungen der Querwände an den Enden sind um 3 mm grösser als bei den Zwischenwänden. Die Röhre ist bis zur Höhe der Zwischenwände mit kleinen Steinen gefüllt. Der obere Teil besteht aus einem mit Reisig gefüllten vertikalen Aufsatzrohr von 0,7 m Länge (TFF. 1897, S. 33, Pl. V).

DER

WASSERBAU.

NACH DEN VORTRÄGEN,

GEHALTEN AM

FINNLÄNDISCHEN POLYTECHNISCHEN INSTITUTE IN HELSINGFORS

VON

M. STRUKEL,
PROFESSOR DER INGENIEURWISSENSCHAFTEN.

I. TEIL.

ATLAS.

ZWEITE AUFLAGE.

HELSINGFORS.
FÖRLAGS-A. B. HELIOS.

1904.

LEIPZIG.
A. TWIETMEYER.



Fig. 1.

252 — A — 110 — B — 500 — 1000 — 215 — K — 110

1:14

Fig. 2.

A — C — T — L — R — B — B' — B — S — S — a' — a

Fig. 2b.

B — R — T — B

1:20.

Fig. 2a.

T — B — S

Fig. 4.

A — S — T — B — C

1:12,5.

T'

U — Z

Fig. 3.

A — R — H — R_1 — R_2

1:23.

Fig. 3a.

1p — 2p — 3p — 4p — 5p — 6p — 7p — 8p — 9p

4 mm — 3 mm — 2 mm — 1 mm — 0

Peilapparate. P

Fig. 8.

A — B — y — x — h

Undurchlass. Schicht.

Fig. 9.

10 m lang

Peil — wagen

1:200.

Fig. 10.

B — C — A — 3 — 2 — 1

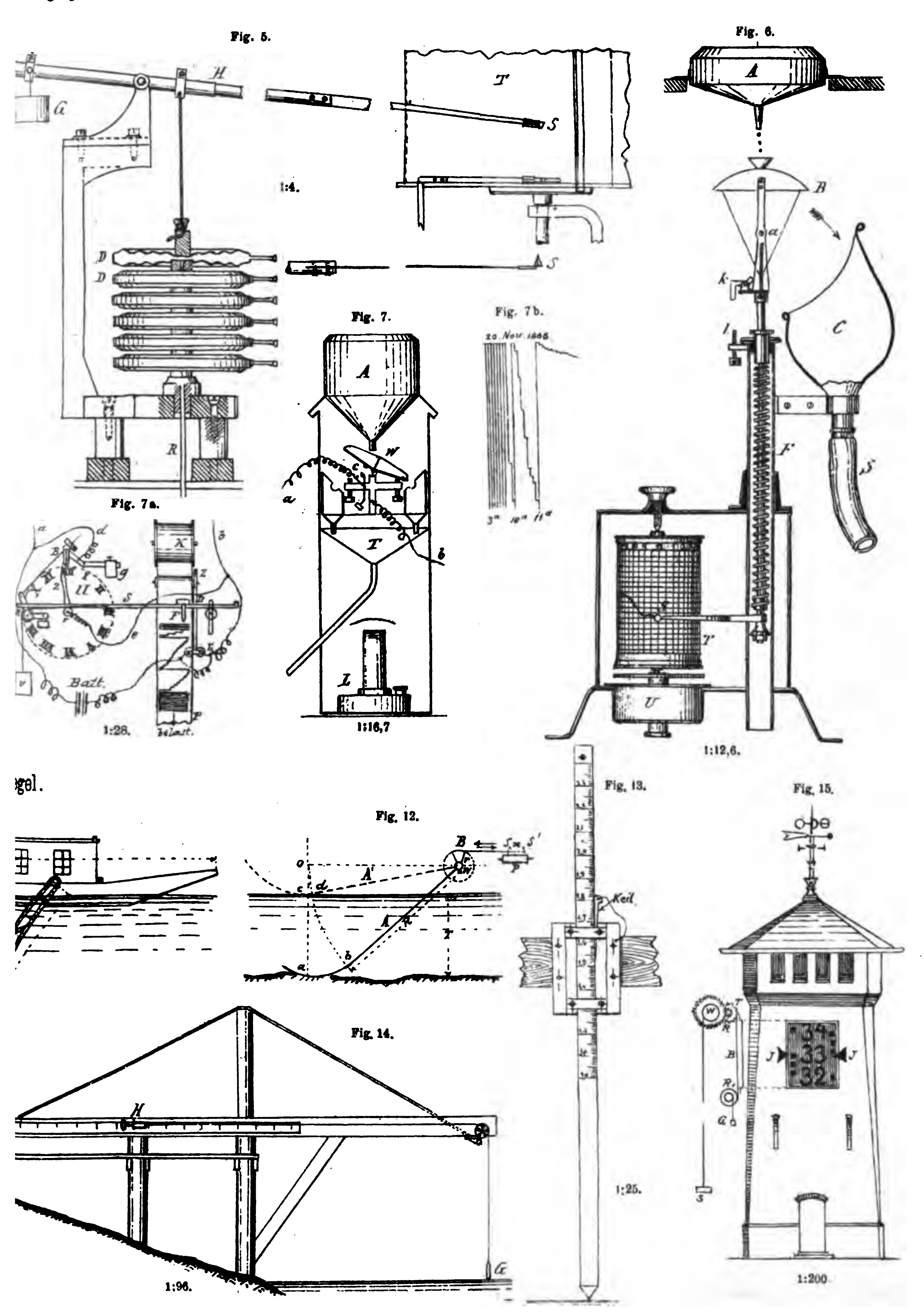
Fig. 11.

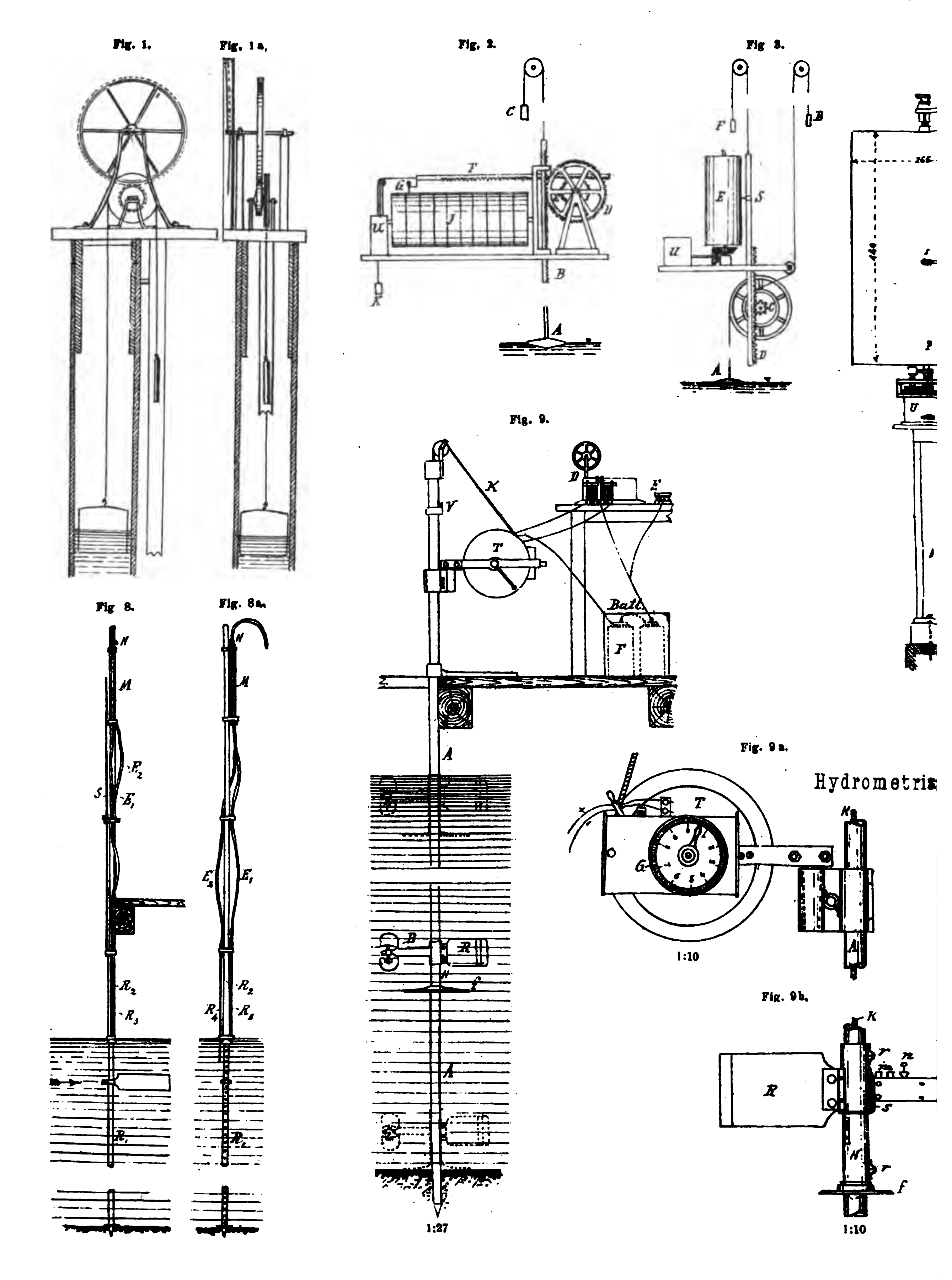
B — C — A

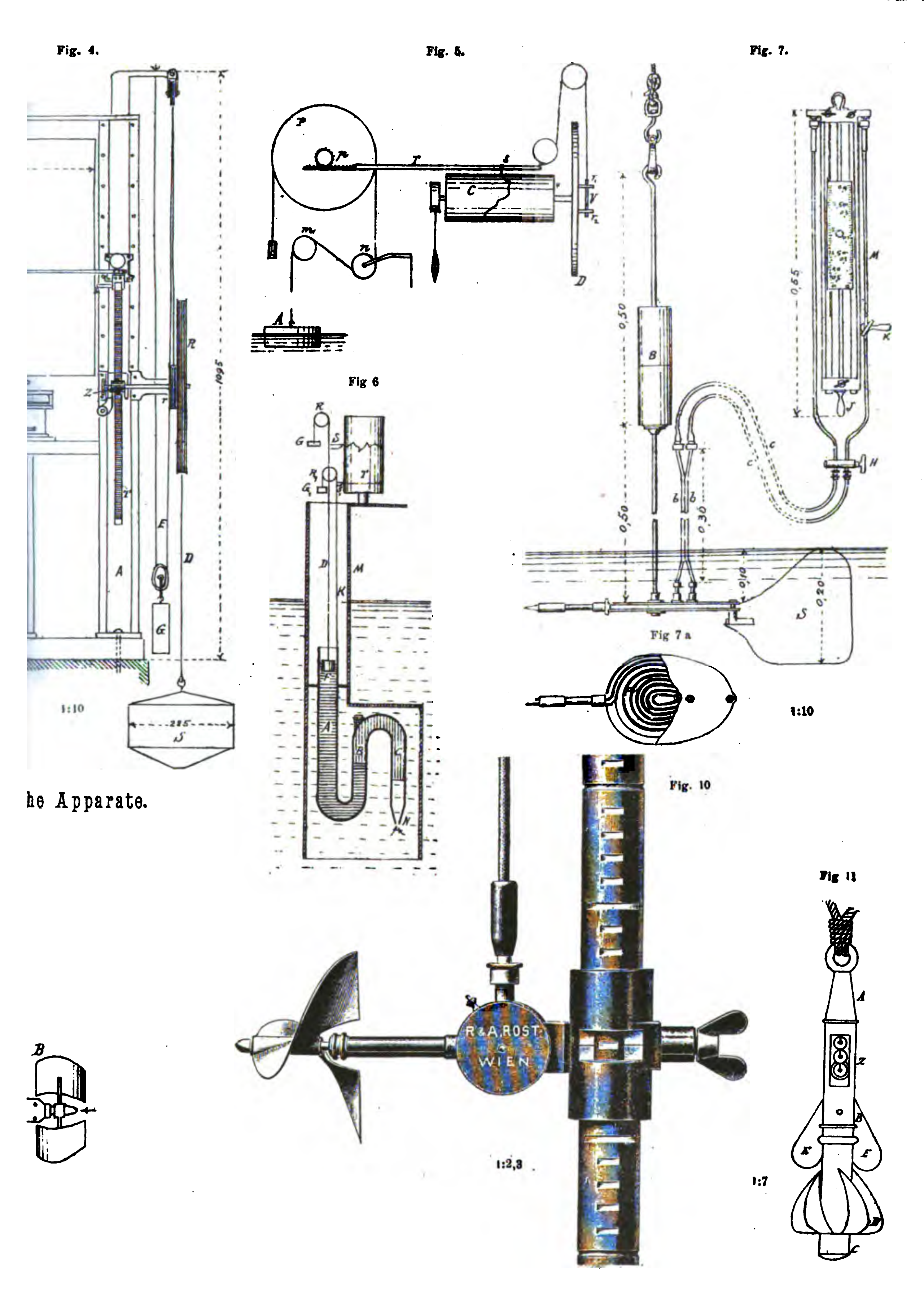
Fig. 12a.

18,0 — A — 11,5 m — 5,5

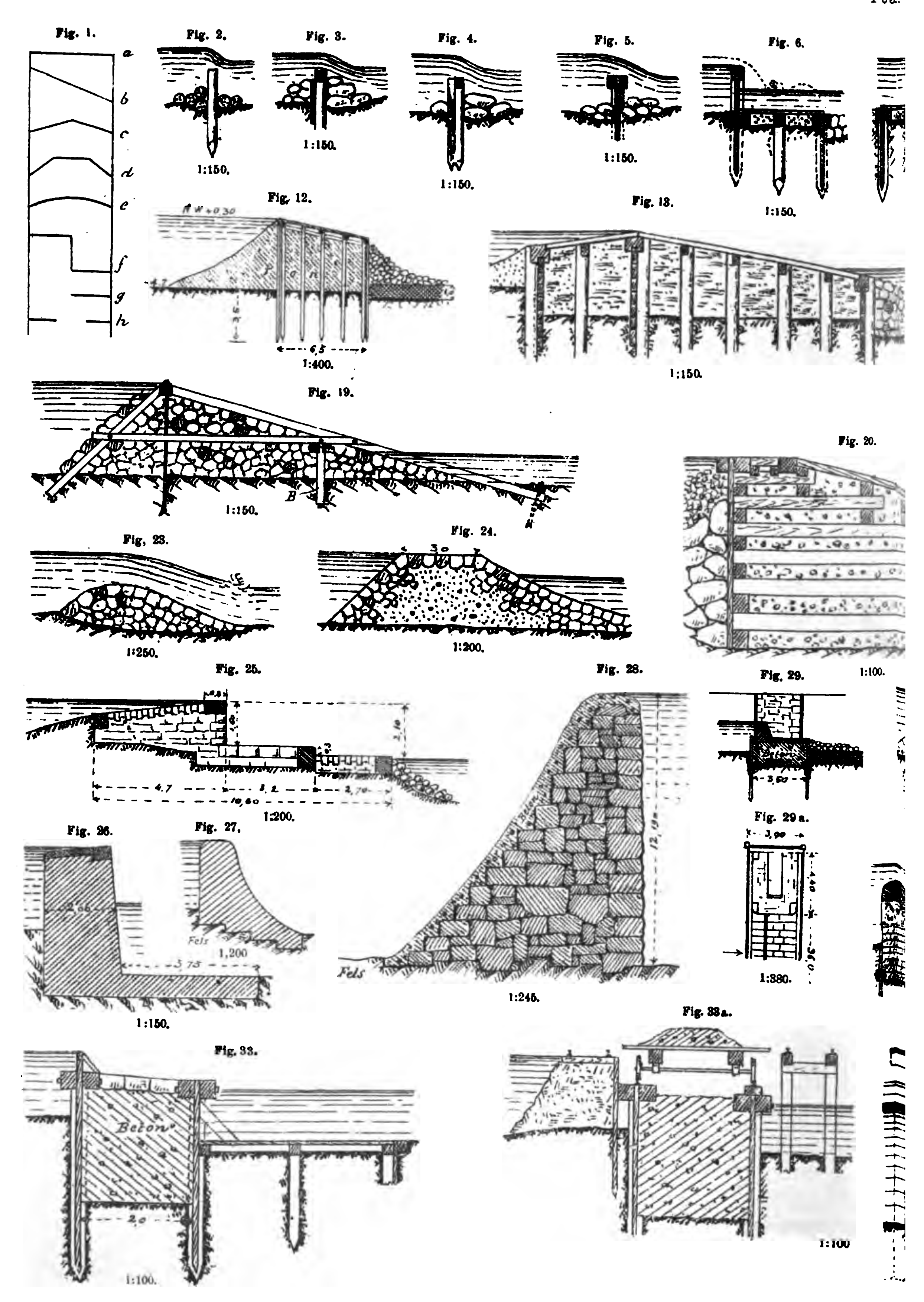
1:213.

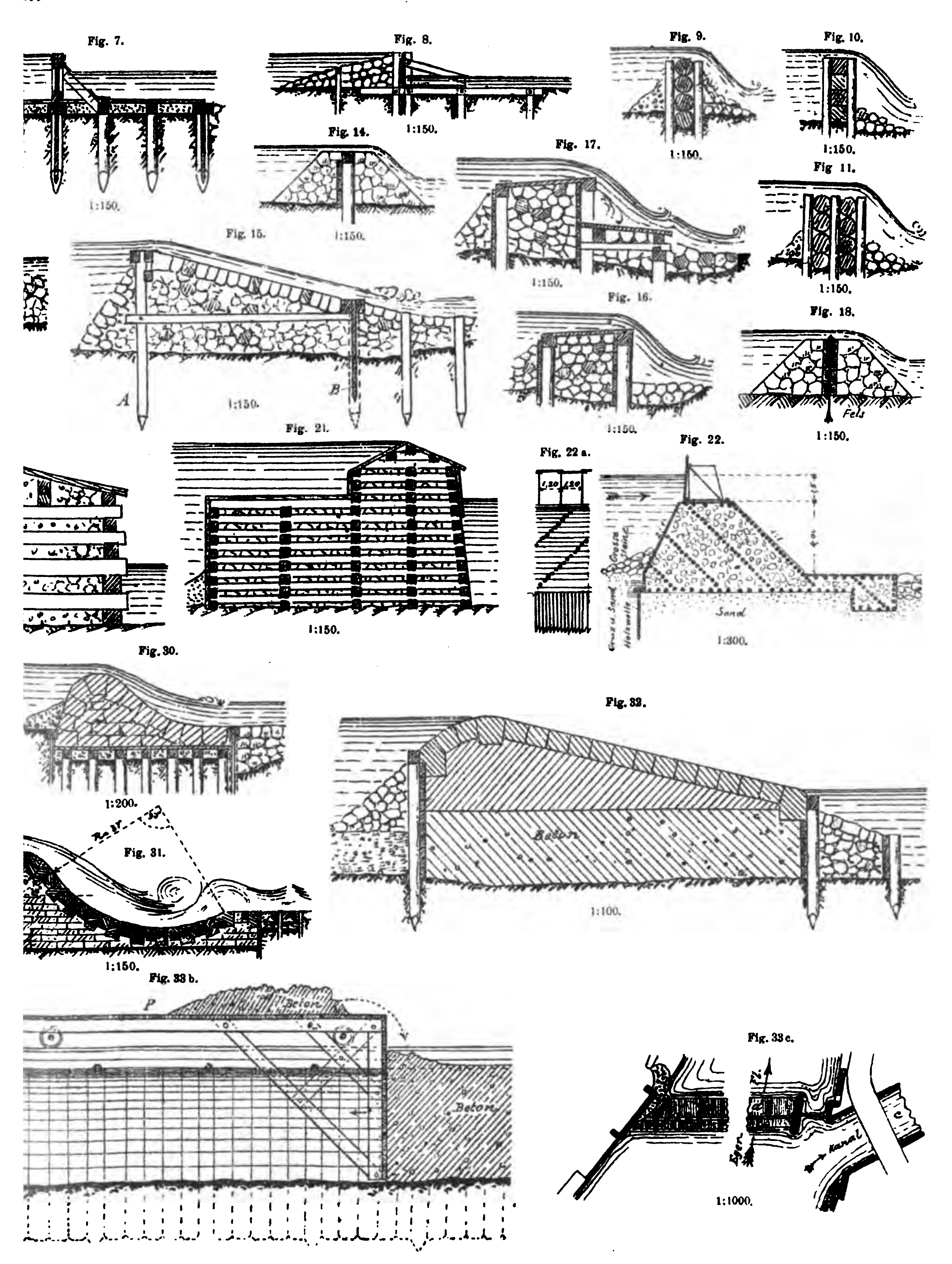

Fig. 5.
1:4.
Fig. 6.
Fig. 7.
Fig. 7b.
20 Nov. 1888
Fig. 7a.
Batt.
1:28.
1:16,7
1:12,6.
gel.
Fig. 12.
Fig. 13.
Keil
Fig. 15.
Fig. 14.
1:25.
1:96.
1:200.

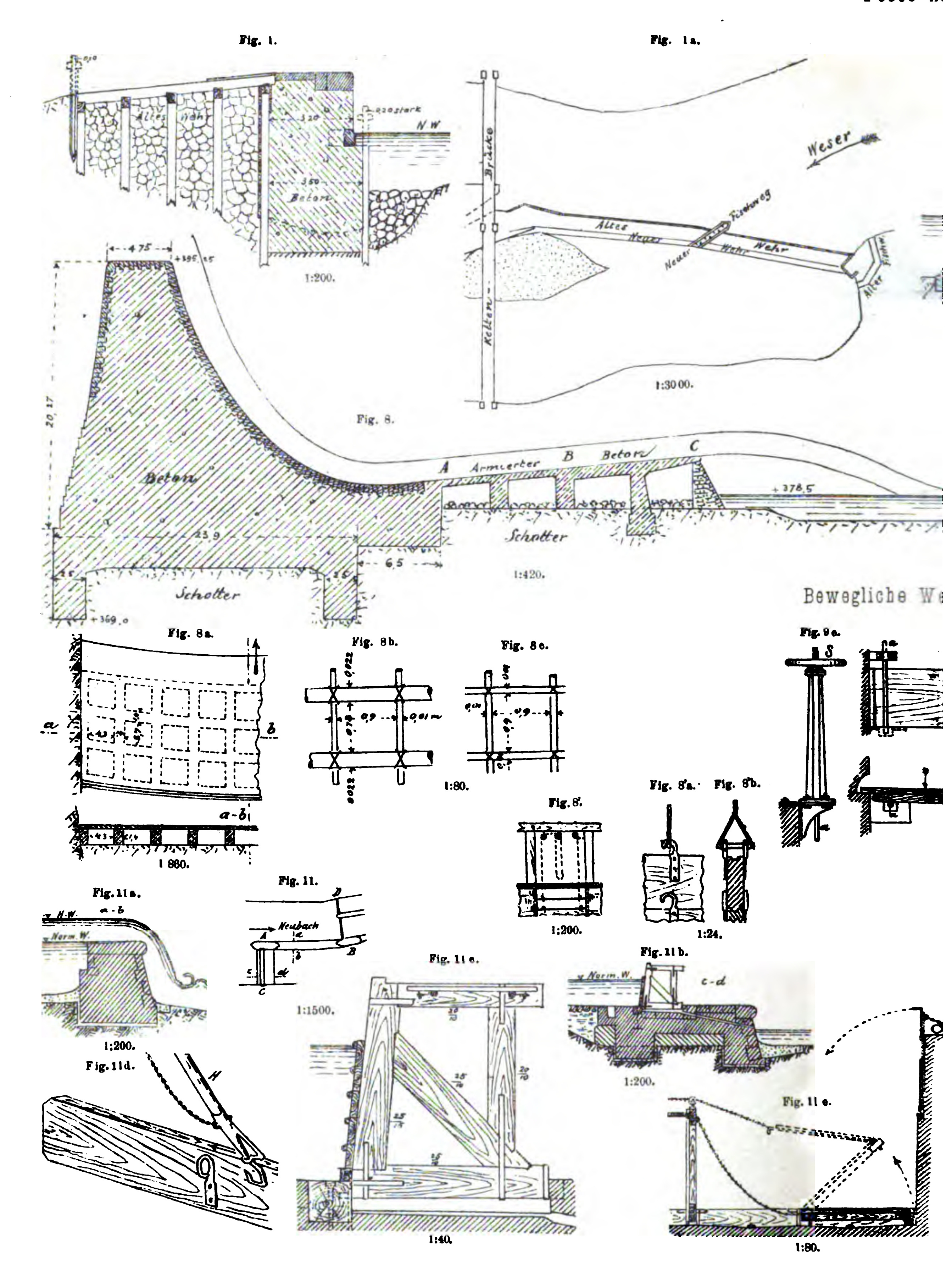

Fig. 1.
Fig. 1a.
Fig. 2.
Fig. 3.
Fig. 8.
Fig. 8a.
Fig. 9.
Fig. 9a.
Fig. 9b.
Batt.
1:27
1:10
1:10
Hydrometris

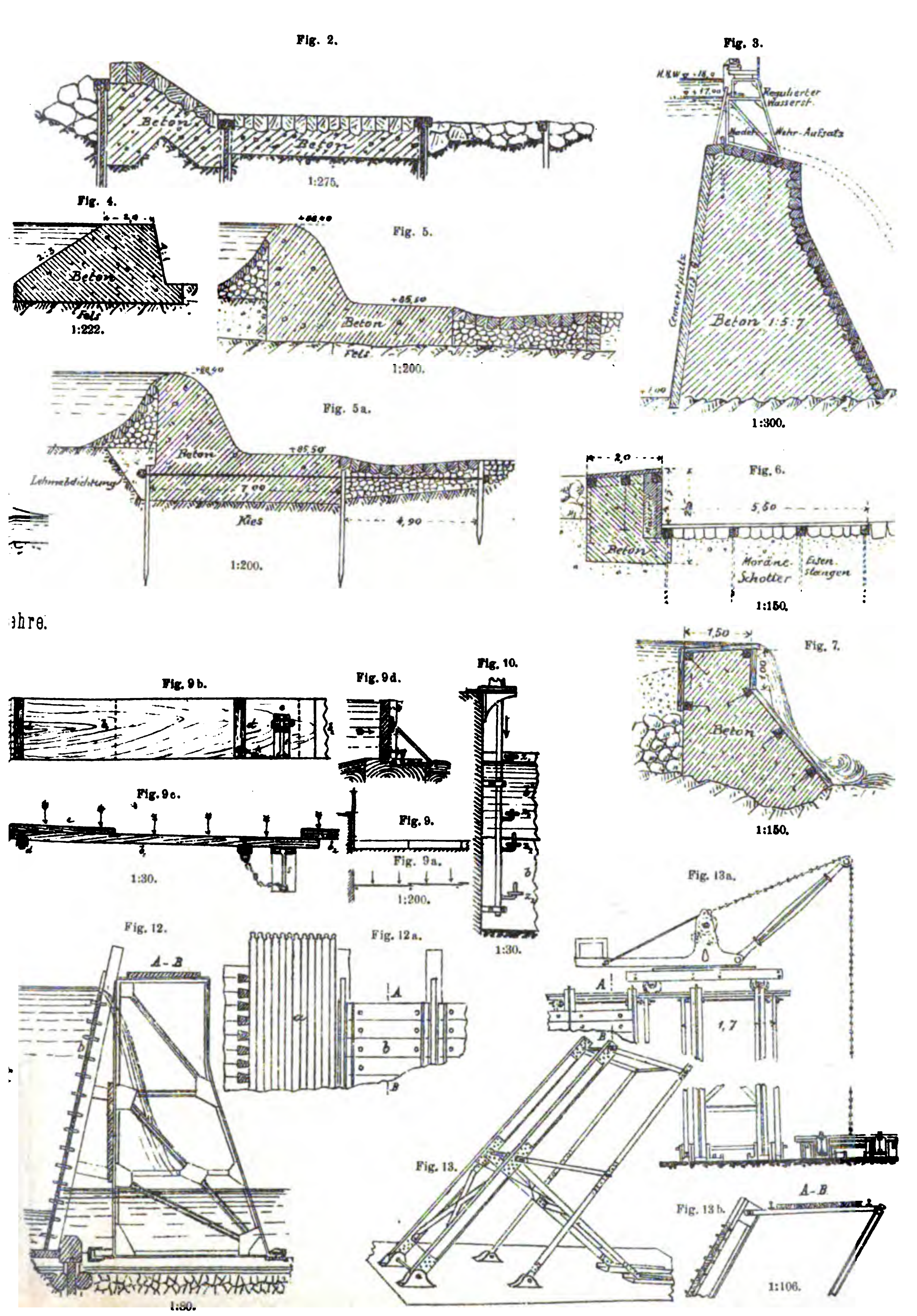

Fig. 4.
Fig. 5.
Fig. 7.
Fig 6
Fig 7 a
Fig. 10
Fig 11
1:10
1:10
1:2,3
1:7
1095
285
0,65
0,50
0,50
0,30
0,10
0,20
R & A. ROST
WIEN

he Apparate.

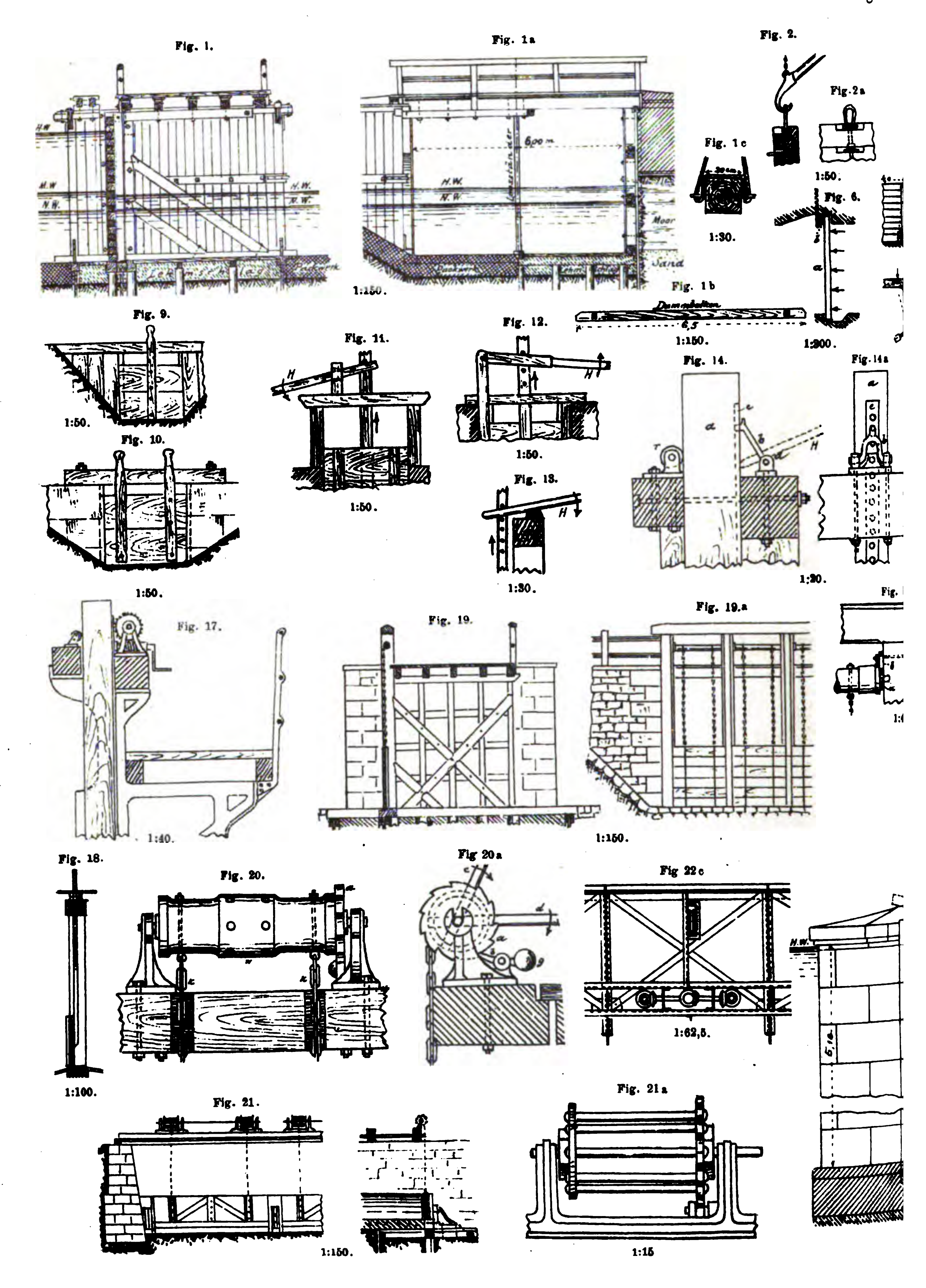

Fig. 1.
a
b
c
d
e
f
g
h
Fig. 2.
1:150.
Fig. 3.
1:150.
Fig. 4.
1:150.
Fig. 5.
1:150.
Fig. 6.
1:150.
Fig. 12.
6,5
1:400.
Fig. 18.
1:150.
Fig. 19.
1:150.
Fig. 20.
1:100.
Fig. 23.
1:250.
Fig. 24.
1:200.
Fig. 25.
4,7
3,2
2,70
10,60
1:200.
Fig. 28.
Fels
1:245.
Fig. 29.
Beton
3,50
Fig. 29 a.
3,90
1:380.
Fig. 26.
3,75
1:150.
Fig. 27.
Fels
1,200
Fig. 33.
Beton
2,0
1:100.
Fig. 33 a.
1:100


Fig. 7.
1:150.
Fig. 8.
1:150.
Fig. 9.
1:150.
Fig. 10.
1:150.
Fig. 14.
1:150.
Fig. 17.
1:150.
Fig 11.
1:150.
Fig. 15.
A
B
1:150.
Fig. 16.
1:150.
Fig. 18.
Fels
1:150.
Fig. 21.
1:150.
Fig. 22 a.
Fig. 22.
Sand
1:300.
Fig. 30.
1:200.
Fig. 31.
1:150.
Fig. 32.
Beton
1:100.
Fig. 33 b.
P
Beton
Beton
Fig. 33 c.
Kanal
1:1000.


Fig. 1.
Altes Wehr
N.W.
Beton
1:200.
Fig. 1a.
Brücke
Weser
Fischweg
Altes Wehr
Neues Wehr
Ketten-
1:3000.
Fig. 8.
Beton
Armierter
Beton
A
B
C
Schotter
Schotter
1:420.
Bewegliche W
Fig. 8a.
a-b
1:860.
Fig. 8b.
Fig. 8c.
1:80.
Fig. 9c.
S
Fig. 8'.
1:200.
Fig. 8'a.
Fig. 8'b.
1:24.
Fig. 11a.
H.W.
a-b
Norm. W.
1:200.
Fig. 11.
Neubach
D
A
B
C
1:1500.
Fig. 11c.
1:40.
Fig. 11b.
Norm. W.
c-d
1:200.
Fig. 11d.
H
Fig. 11e.
1:80.


Fig. 2.
Beton
Beton
1:275.
Fig. 3.
Regulierter Wasserst.
Nadel-Wehr-Aufsatz
Cementputz
Beton 1:5:7
1:300.
Fig. 4.
Beton
Fels
1:222.
Fig. 5.
+65,50
Beton
Fels
1:200.
Fig. 5a.
Beton
+65,50
Lehmabdichtung
7,00
Kies
4,90
1:200.
Fig. 6.
2,0
5,50
Beton
Moräne-Schotter
Eisen-Stangen
1:150.
Fig. 7.
1,50
Beton
1:150.
Fig. 9b.
Fig. 9d.
Fig. 10.
Fig. 9c.
1:30.
Fig. 9.
Fig. 9a.
1:200.
1:30.
Fig. 12.
A-B
Fig. 12a.
1:80.
Fig. 13a.
Fig. 13.
Fig. 13b.
A-B
1:106.

ehre.


Fig. 1.
H.W.
N.W.
Fig. 1a
6,00 m
H.W.
N.W.
Moor
Sand
1:150.
Fig. 2.
Fig. 2a
1:50.
Fig. 1c
1:30.
Fig. 6.
a
Fig. 1b
Dammbalken
6,5
1:150.
1:200.
Fig. 9.
1:50.
Fig. 10.
1:50.
Fig. 11.
H
1:50.
Fig. 12.
H
1:50.
Fig. 13.
H
1:30.
Fig. 14.
a
b
c
H
1:20.
Fig. 14a
a
Fig. 17.
1:40.
Fig. 19.
Fig. 19.a
1:150.
Fig. 18.
1:100.
Fig. 20.
Fig 20a
Fig 22c
1:62,5.
H.W.
Fig. 21.
1:150.
Fig. 21a
1:15

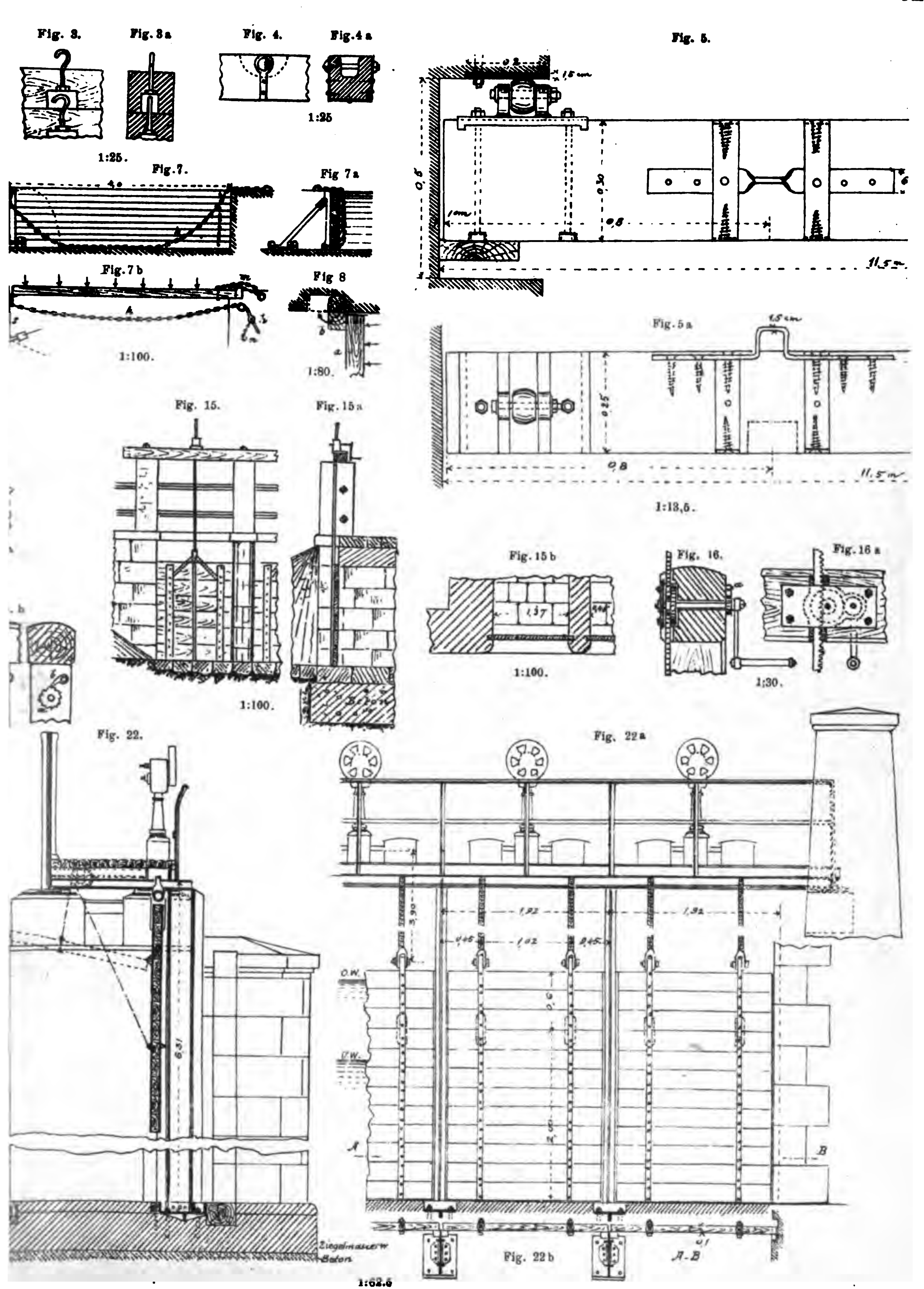
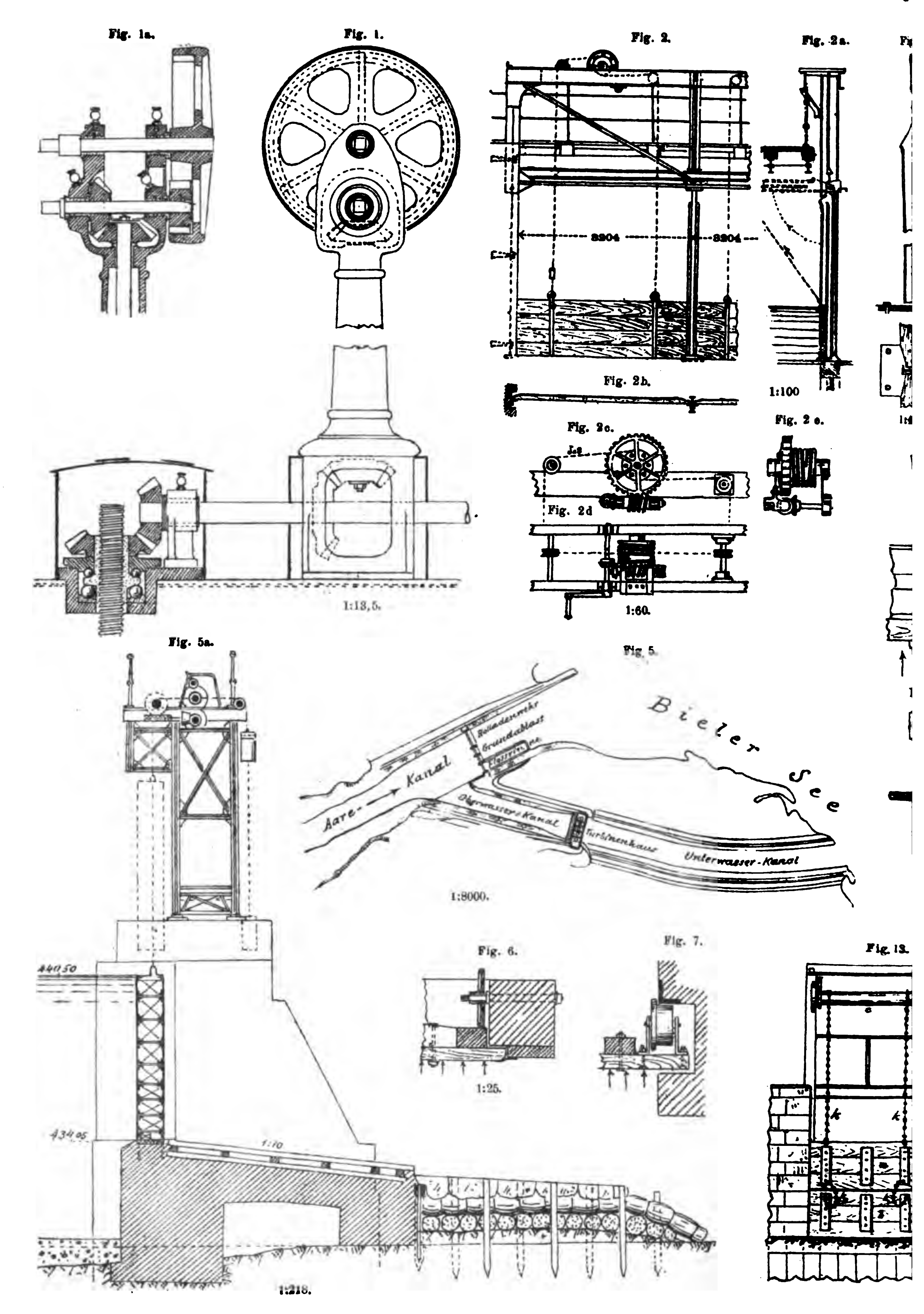
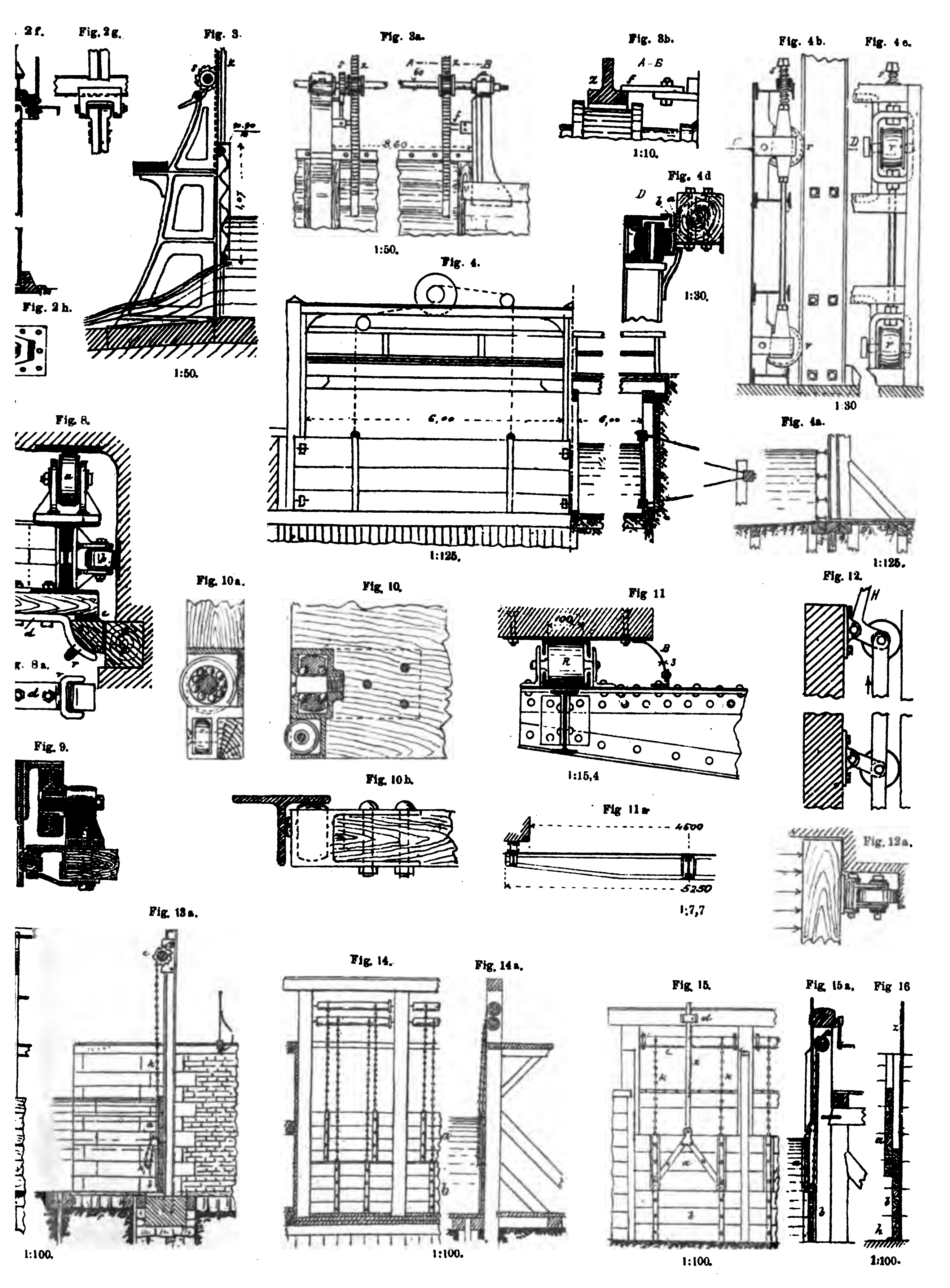
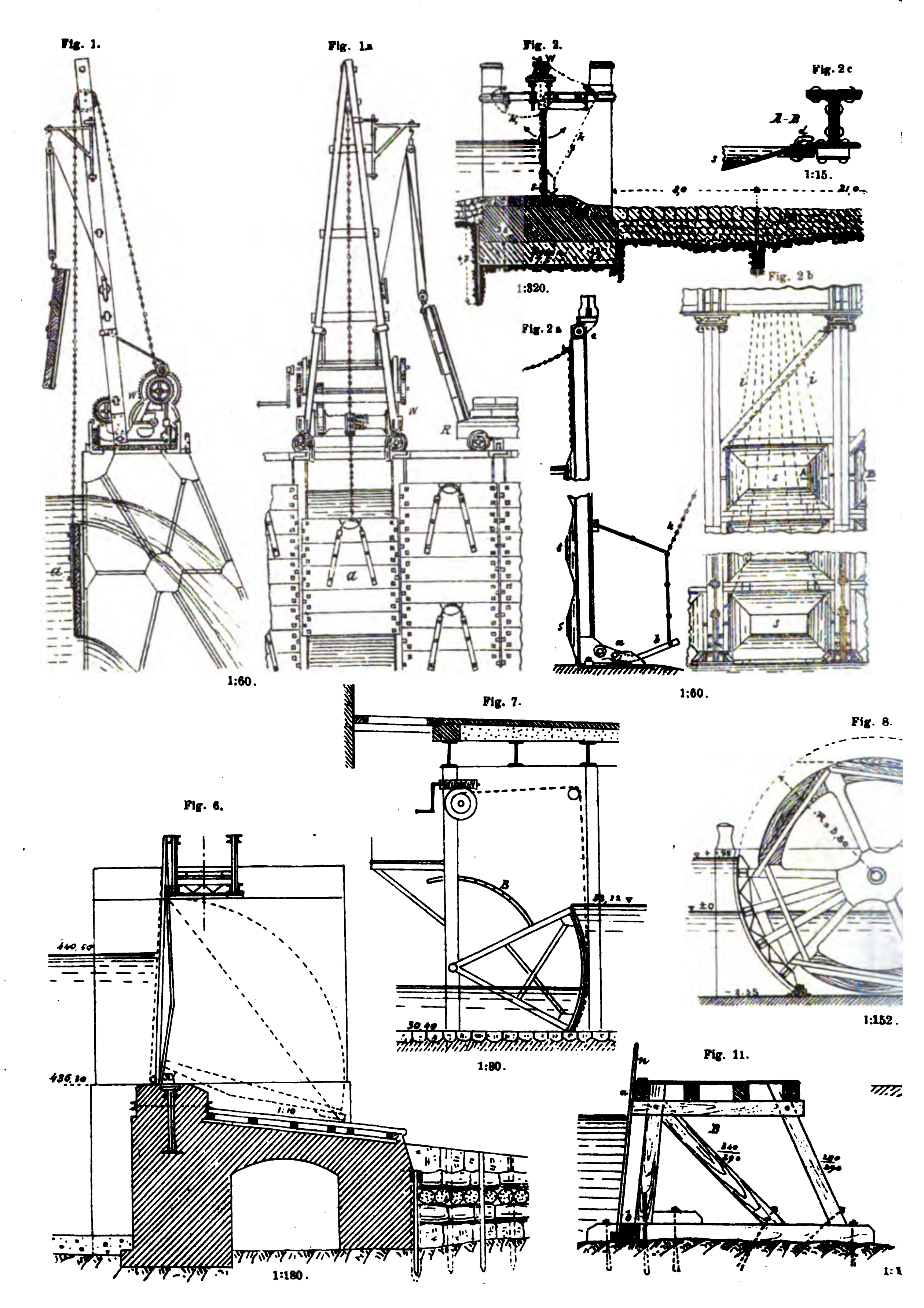
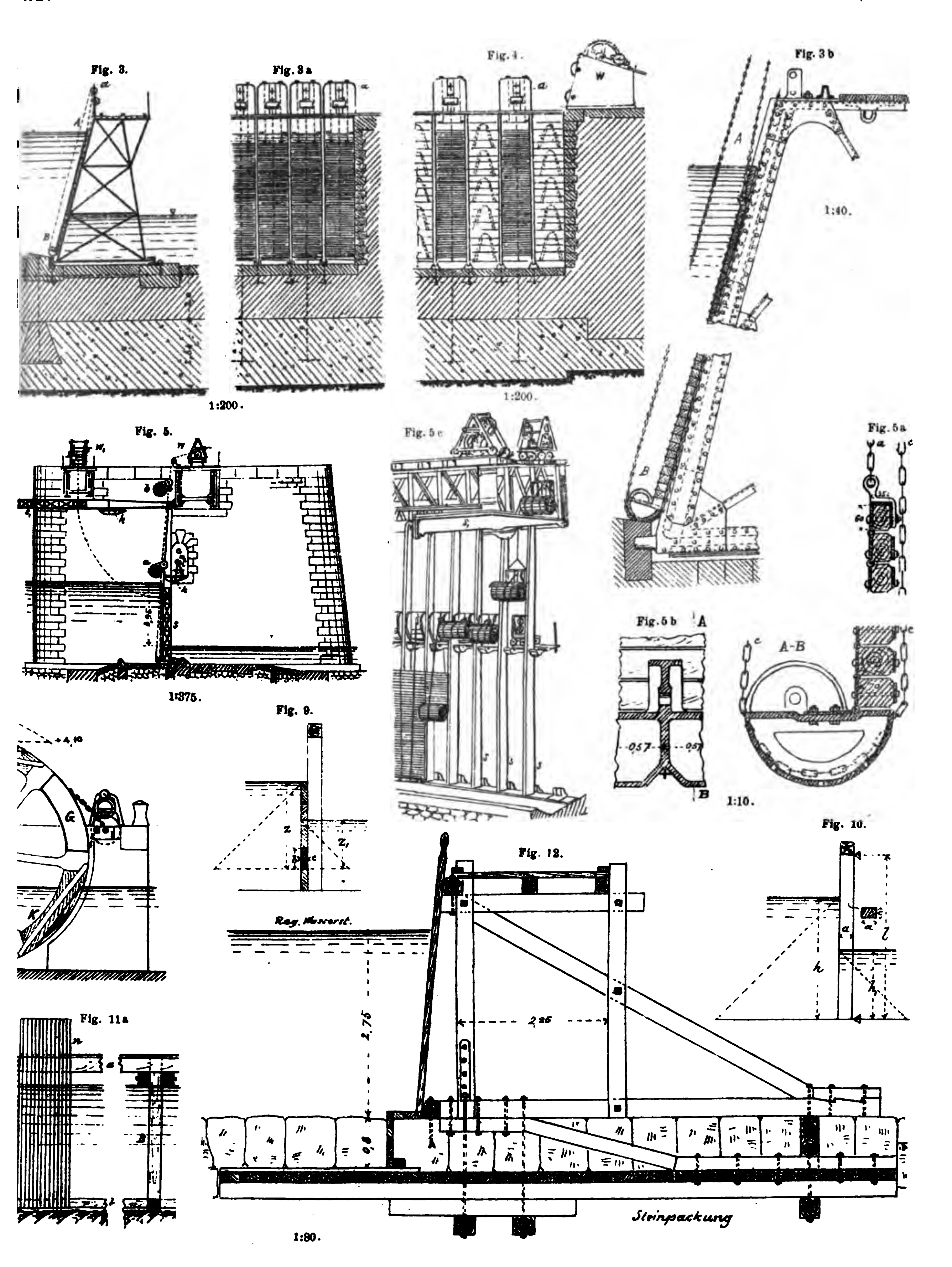


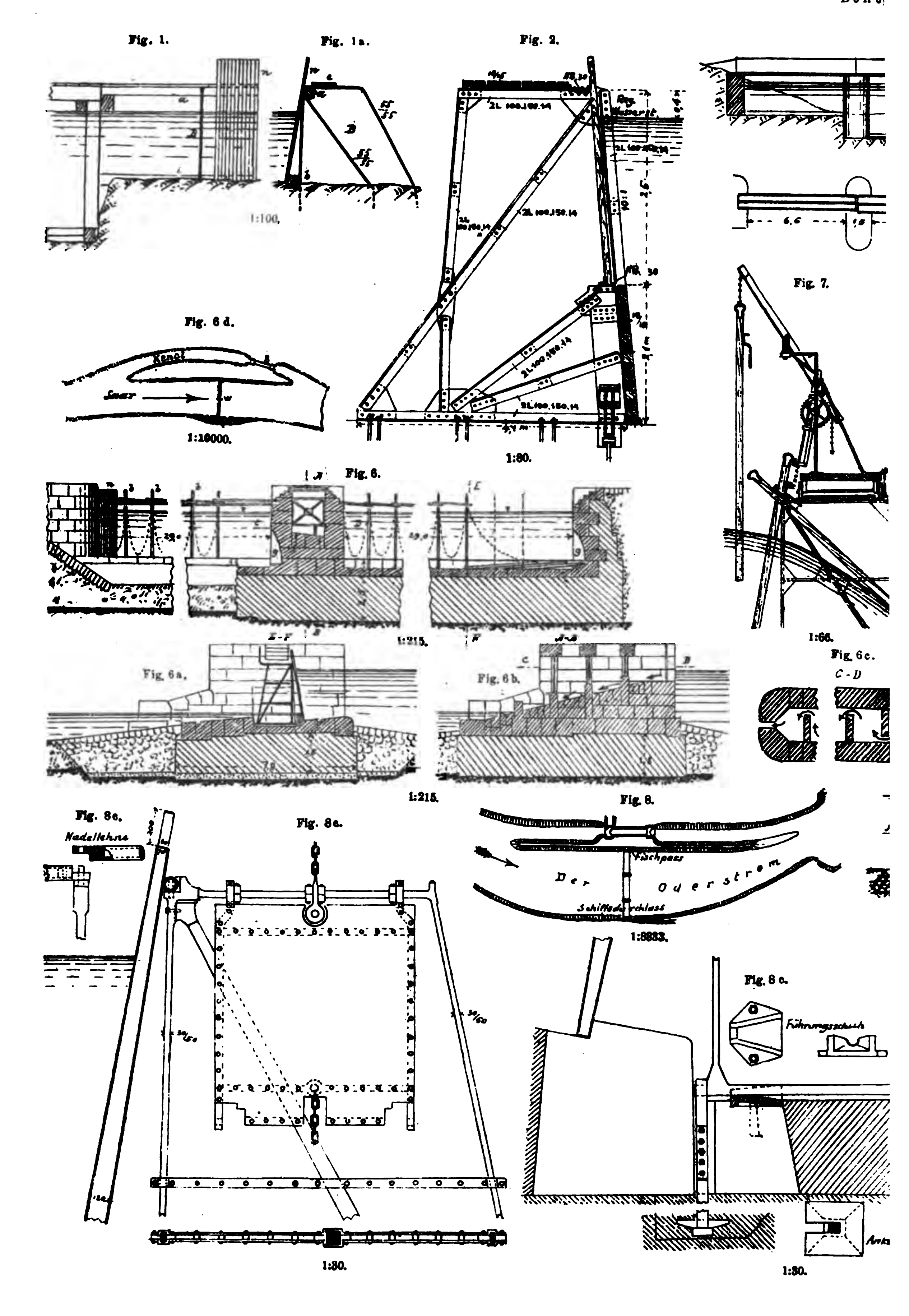
Fig. 3.
Fig. 3a
Fig. 4.
Fig. 4a
1:25
1:25.
Fig. 5.
Fig. 5a
1:13,5.
Fig. 7.
Fig 7a
Fig. 7b
Fig 8
1:100.
1:80.
Fig. 15.
Fig. 15a
1:100.
Fig. 15b
1:100.
Fig. 16.
Fig. 16a
1:30.
Fig. 22.
Fig. 22a
Fig. 22b
A-B
O.W.
U.W.
Ziegelmauerw.
Beton
Beton
1:62,5


Fig. 1a.
Fig. 1.
Fig. 2.
Fig. 2a.
8204
8204
Fig. 2b.
1:100
Fig. 2c.
Fig. 2e.
Fig. 2d
1:13,5.
1:60.
Fig. 5a.
Fig. 5.
Bieler See
Aare-Kanal
Oberwasser-Kanal
Turbinenhaus
Unterwasser-Kanal
1:8000.
Fig. 6.
Fig. 7.
1:25.
Fig. 13.
441,50
434,05
1:10
1:218.


Fig. 2g.
Fig. 3.
Fig. 2h.
1:50.
Fig. 3a.
1:50.
Fig. 3b.
A-B
1:10.
Fig. 4d
1:30.
Fig. 4.
6,00
1:125.
Fig. 4b.
Fig. 4c.
1:30
Fig. 4a.
1:125.
Fig. 8.
Fig. 9.
Fig. 10a.
Fig. 10.
Fig. 10b.
Fig 11
1:15,4
Fig 11a
4600
5250
1:7,7
Fig. 12.
Fig. 12a.
Fig. 13a.
1:100.
Fig. 14.
Fig. 14a.
1:100.
Fig. 15.
Fig. 15a.
Fig 16
1:100.
1:100.


Fig. 1.
Fig. 1a
Fig. 2.
Fig. 2c
1:15.
1:320.
Fig. 2a
Fig. 2b
1:60.
1:60.
Fig. 7.
Fig. 8.
Fig. 6.
1:152.
1:80.
Fig. 11.
1:180.


Fig. 3.
Fig. 3a
Fig. 4.
Fig. 3b
1:40.
1:200.
1:200.
Fig. 5.
Fig. 5c
Fig. 5a
Fig. 5b
A-B
1:10.
1:375.
Fig. 9.
Fig. 10.
Fig. 12.
Reg. Wasserst.
2,75
2,25
0,8
Steinpackung
Fig. 11a
1:80.


Fig. 1.
Fig. 1a.
Fig. 2.
1:100.
Fig. 7.
Fig. 6 d.
Kanal
1:10000.
1:80.
Fig. 6.
1:215.
1:66.
Fig. 6a.
Fig. 6b.
Fig. 6c.
C - D
1:215.
Fig. 8.
Fig. 8e.
Nadellehne
Fig. 8a.
Fischpass
Der Oderstrom
Schiffsdurchlass
1:6333.
Fig. 8 c.
Führungsschuh
1:30.
1:30.

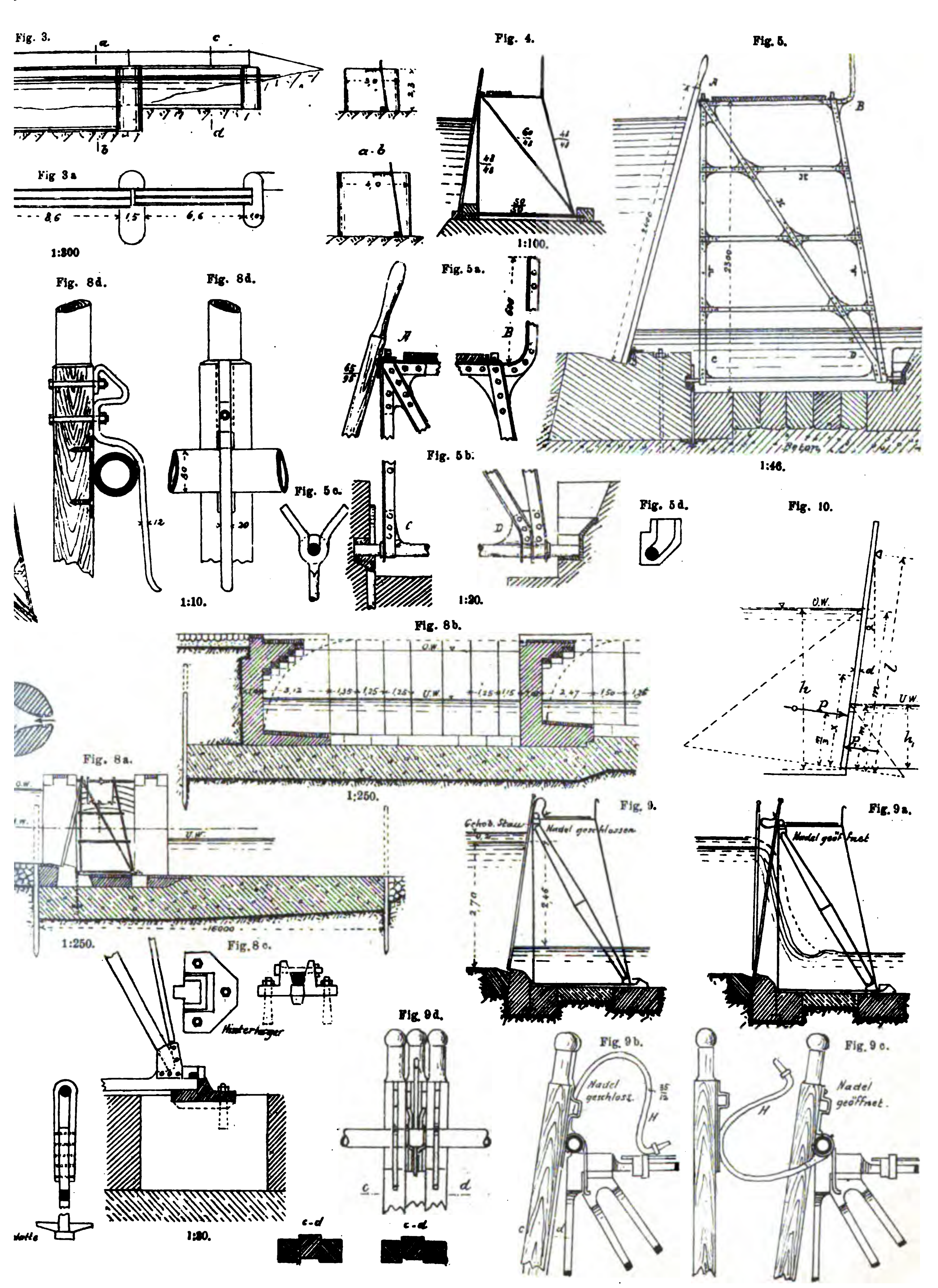
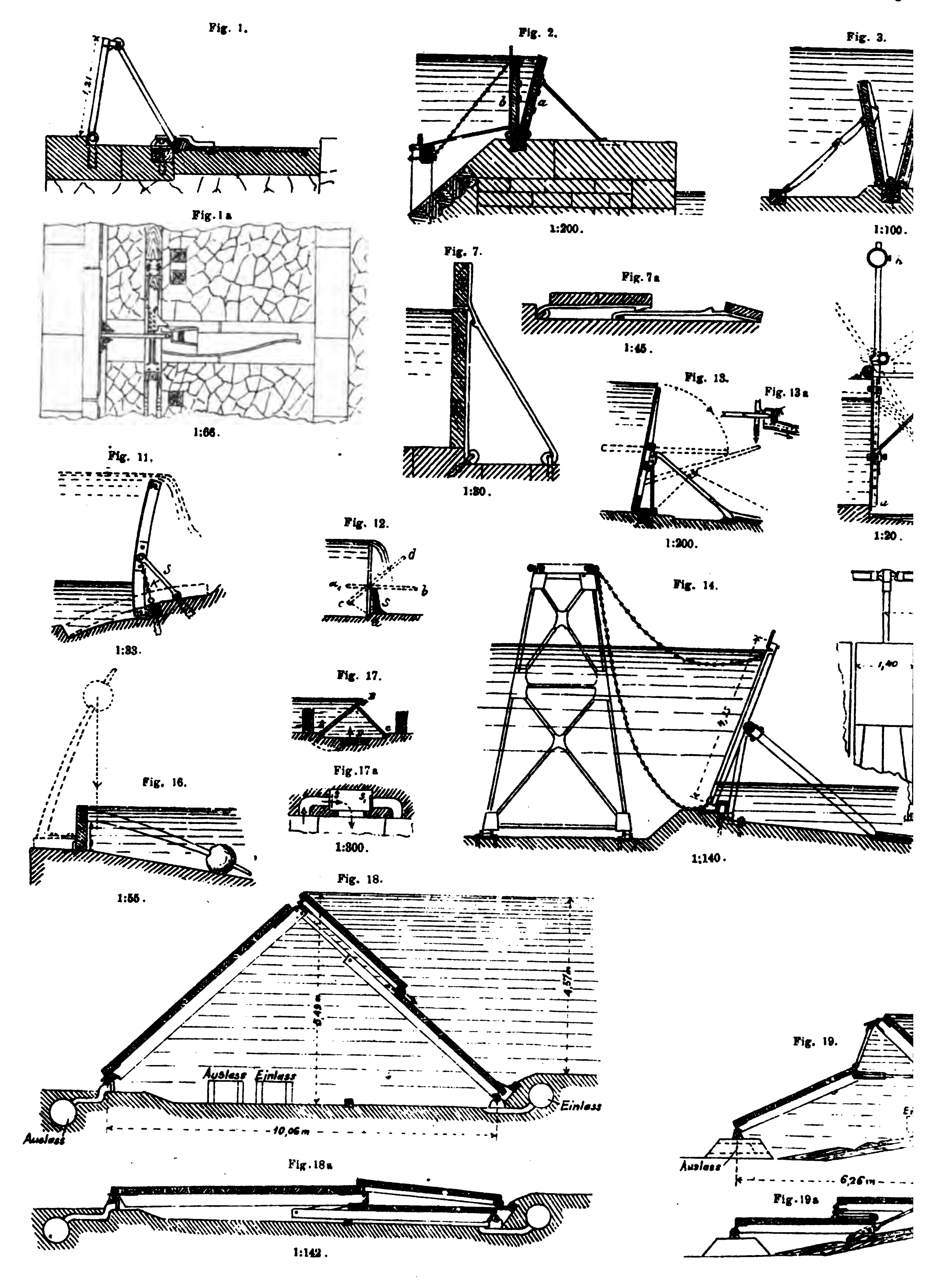
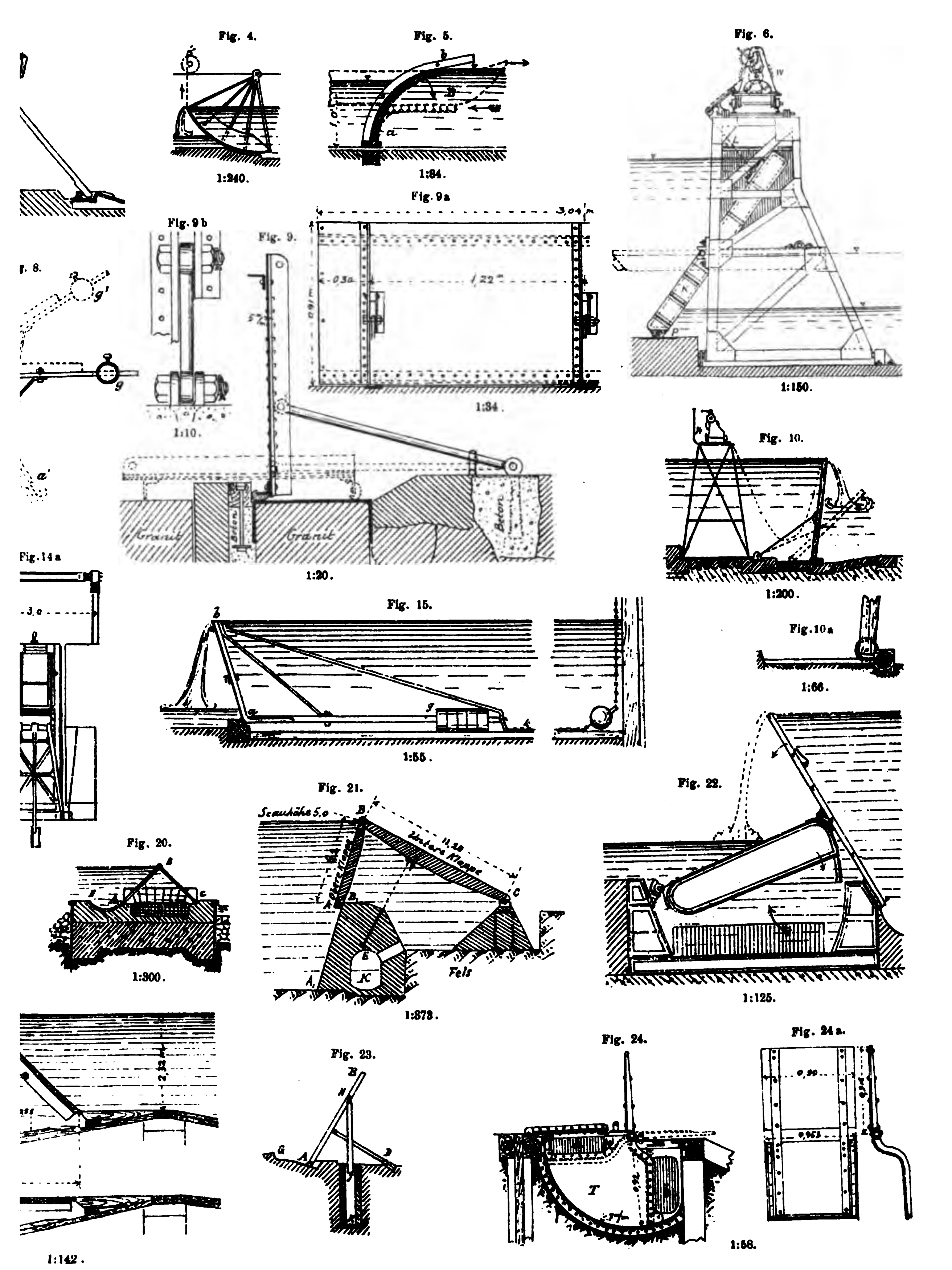
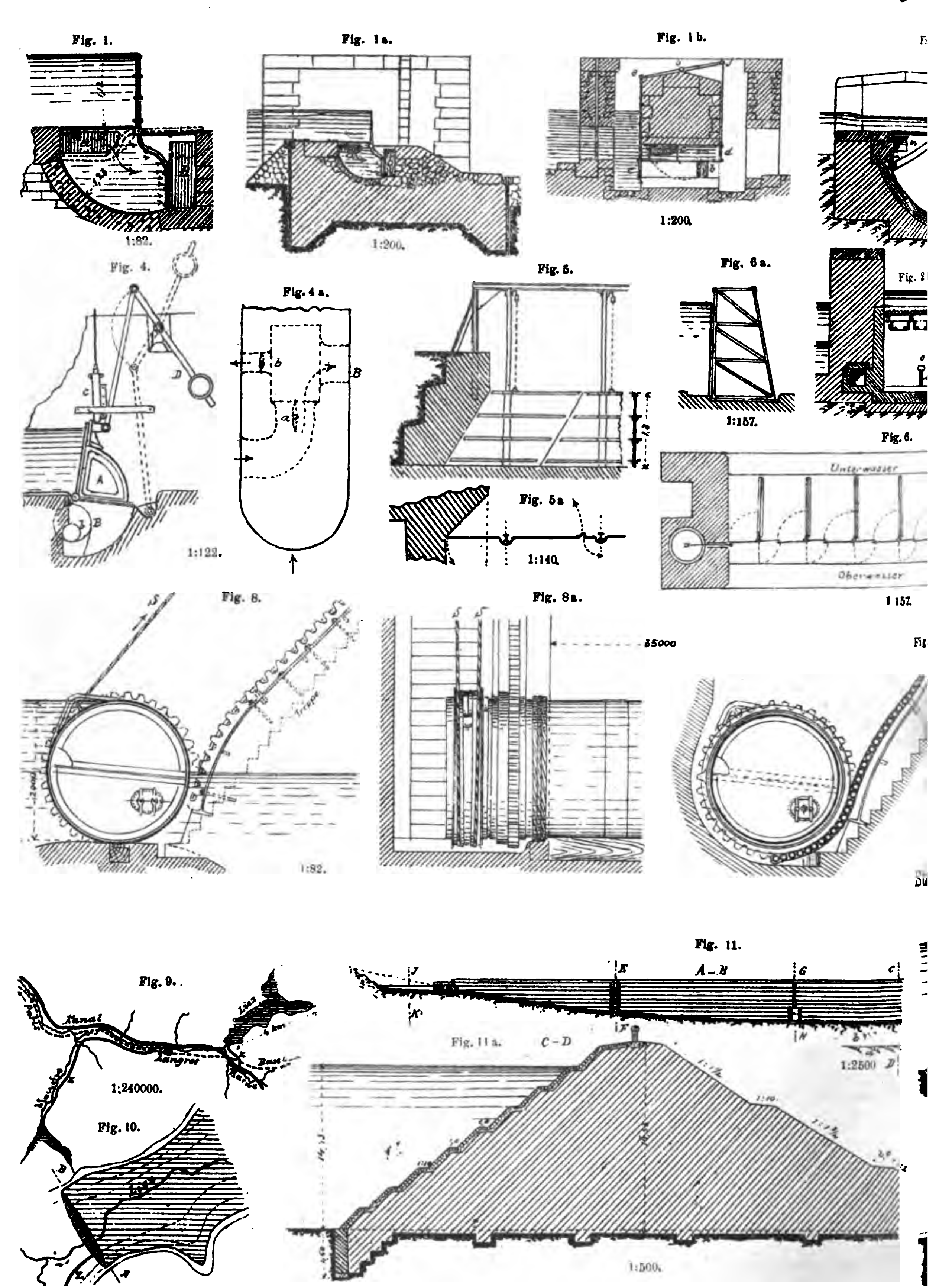
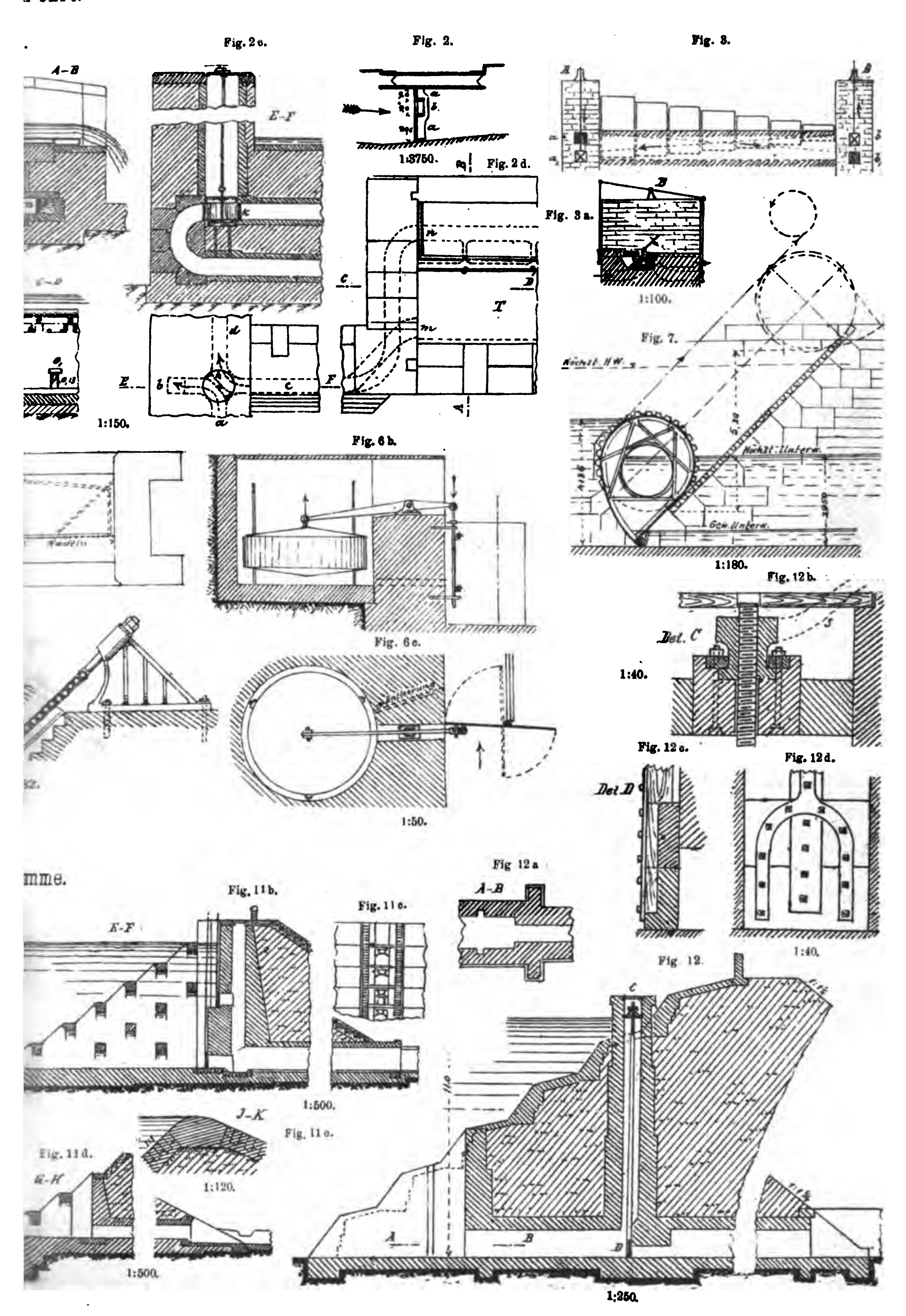


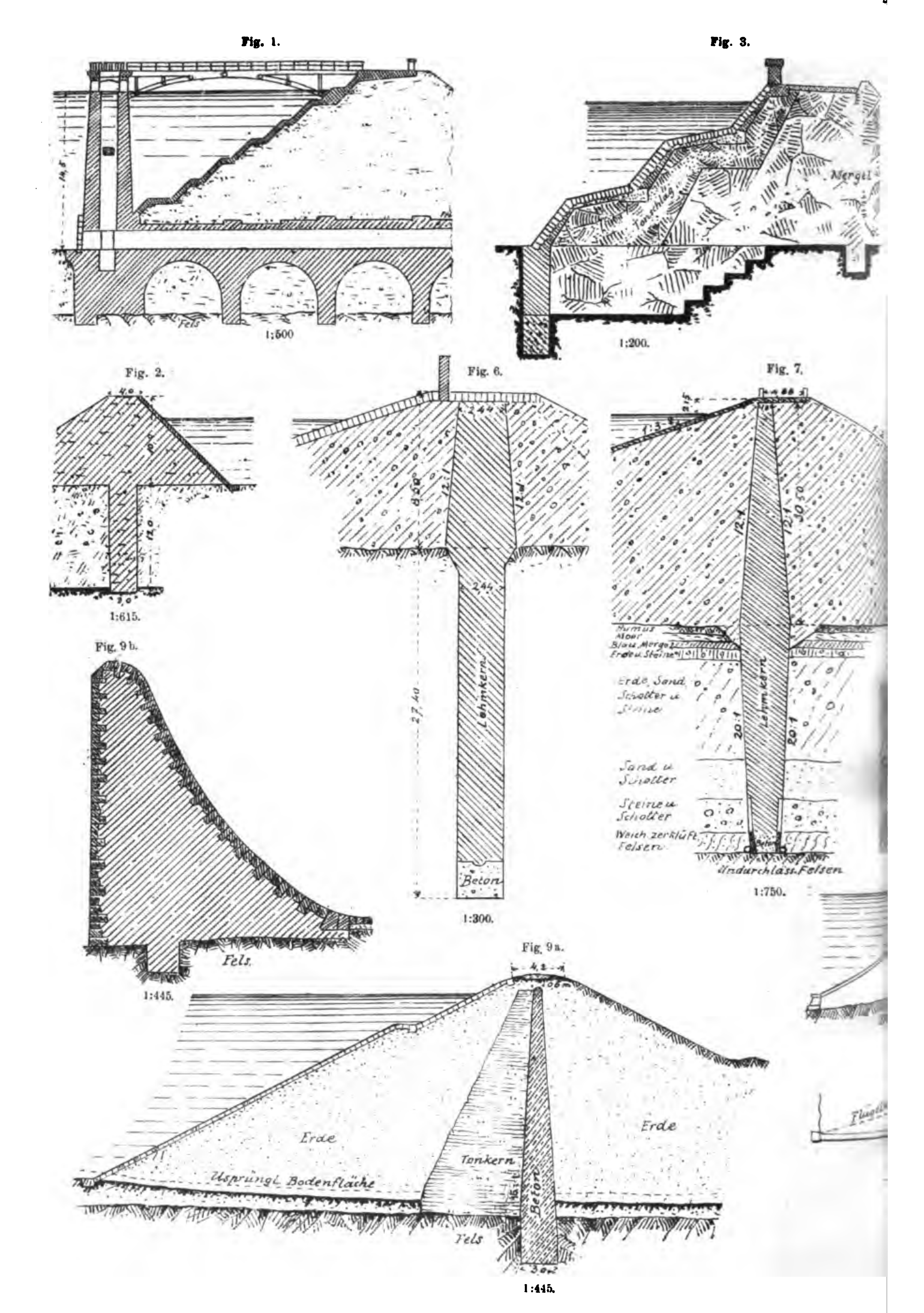
Fig. 3.
Fig 3 a
1:300
Fig. 4.
1:100.
Fig. 5.
1:46.
Fig. 5 a.
Fig. 5 b.
Fig. 5 c.
Fig. 5 d.
1:20.
Fig. 8 d.
Fig. 8 d.
1:10.
Fig. 8 b.
1:250.
Fig. 8 a.
1:250.
Fig. 8 c.
Hinterhaeger
1:20.
Fig. 10.
O.W.
U.W.
Fig. 9.
Nadel geschlossen
Fig. 9 a.
Nadel geöffnet
Fig. 9 d.
Fig. 9 b.
Nadel geschlost.
Fig. 9 c.
Nadel geöffnet.

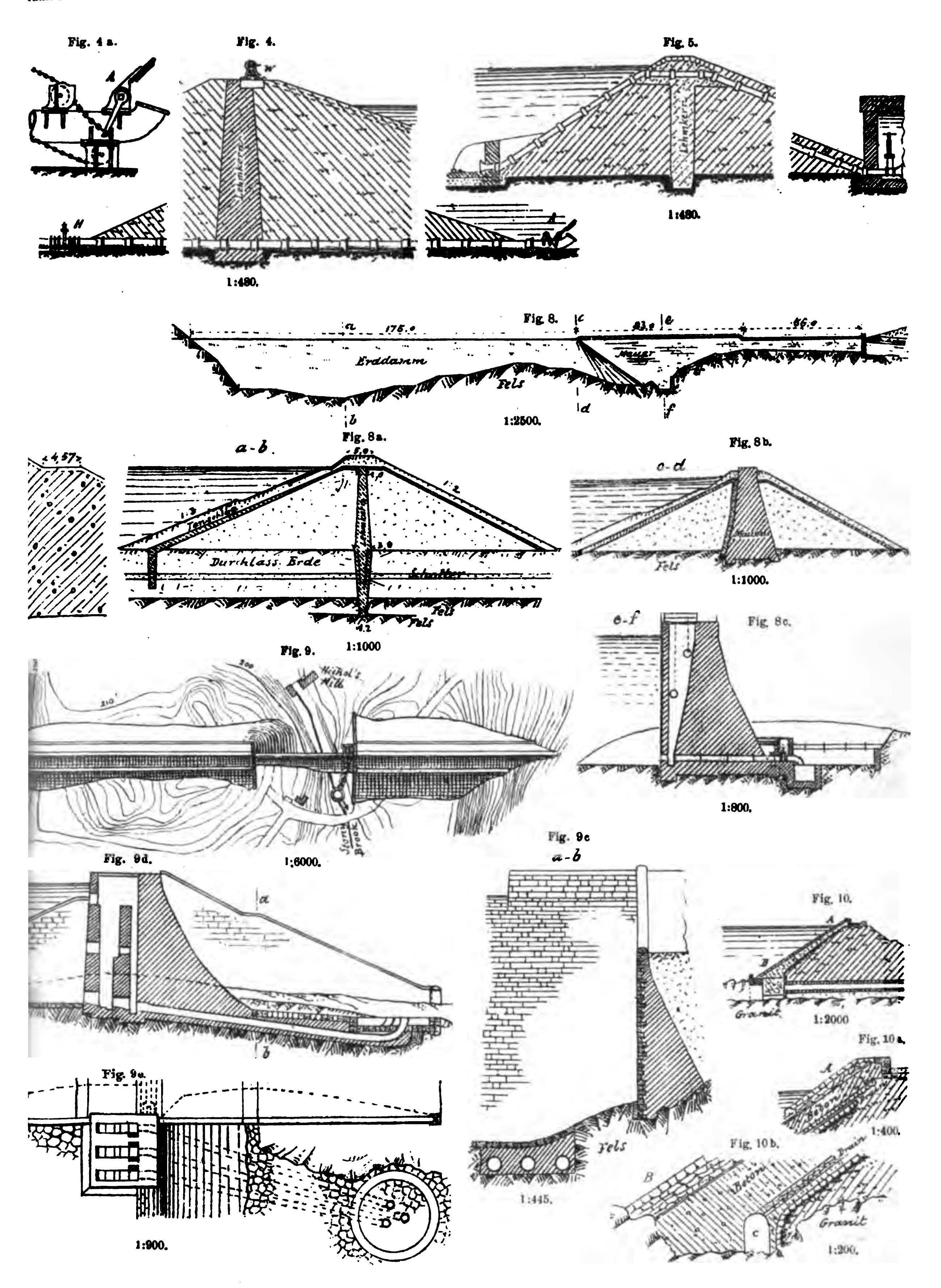

Fig. 1.
1,31
Fig. 1a
1:66.
Fig. 2.
b
a
1:200.
Fig. 3.
1:100.
Fig. 7.
1:30.
Fig. 7a
1:45.
Fig. 13.
Fig. 13a
c
1:200.
h
a
1:20.
Fig. 11.
S
K
1:33.
Fig. 12.
d
a_1
b
c
S
Fig. 14.
1:140.
1,40
Fig. 16.
S
1:55.
Fig. 17.
B
c
Fig. 17a
S_1
1:300.
Fig. 18.
5,49 m
4,57 m
Auslass
Einlass
Einlass
Auslass
10,06 m
Fig. 18a
1:142.
Fig. 19.
Auslass
6,26 m
Fig. 19a

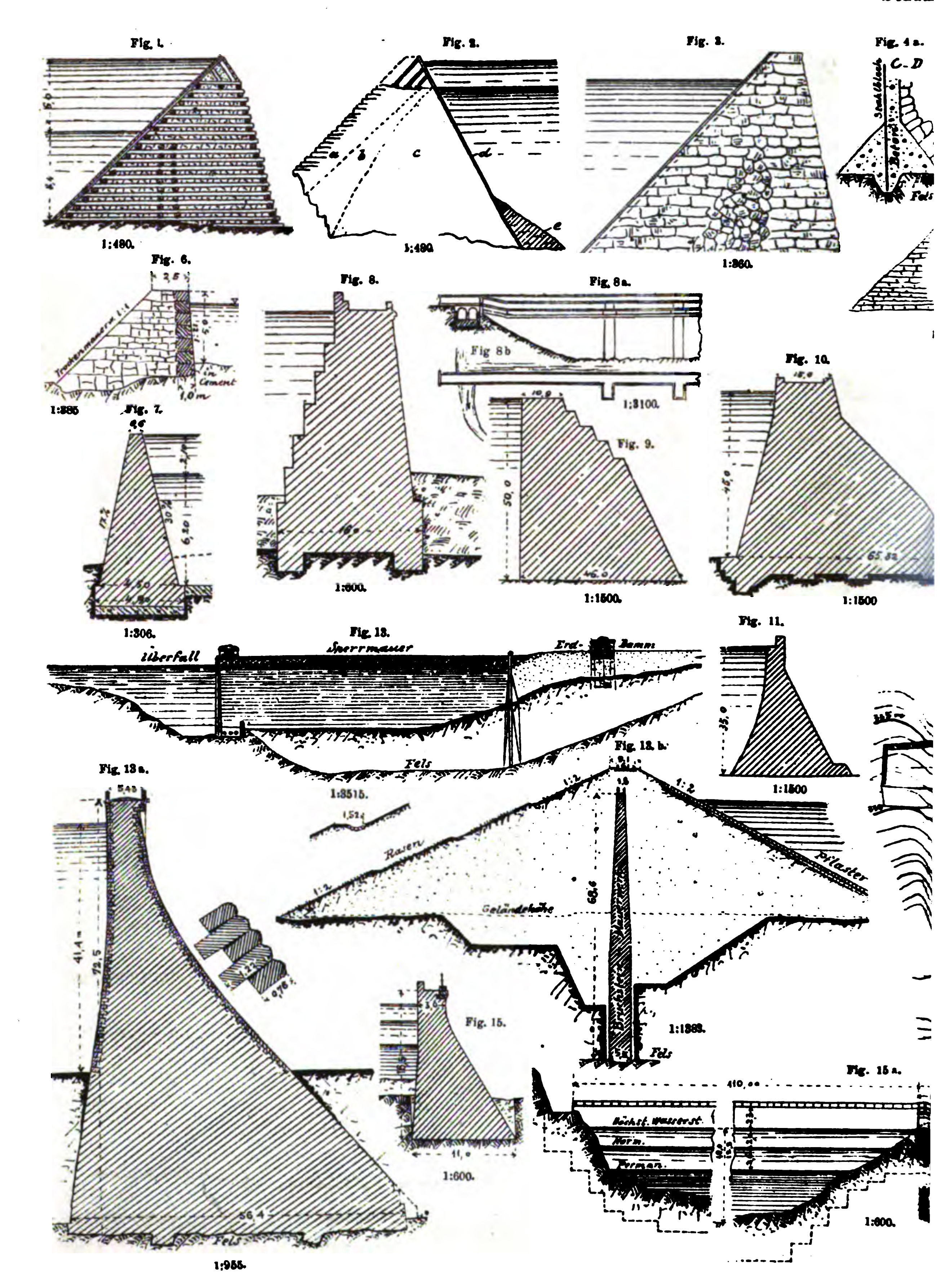

Fig. 4.
1:240.
Fig. 5.
1:84.
Fig. 6.
1:150.
Fig. 9a
3,04 m
1,22 m
0,30
1:34.
Fig. 9b
1:10.
Fig. 9.
Granit
Granit
Beton
1:20.
Fig. 10.
1:200.
Fig. 10a
1:66.
Fig. 14a
Fig. 15.
1:55.
Fig. 20.
1:300.
Fig. 21.
Stauhöhe 5,0
Untere Klappe
Fels
1:373.
Fig. 22.
1:125.
Fig. 23.
Fig. 24.
1:58.
Fig. 24a.
1:142.

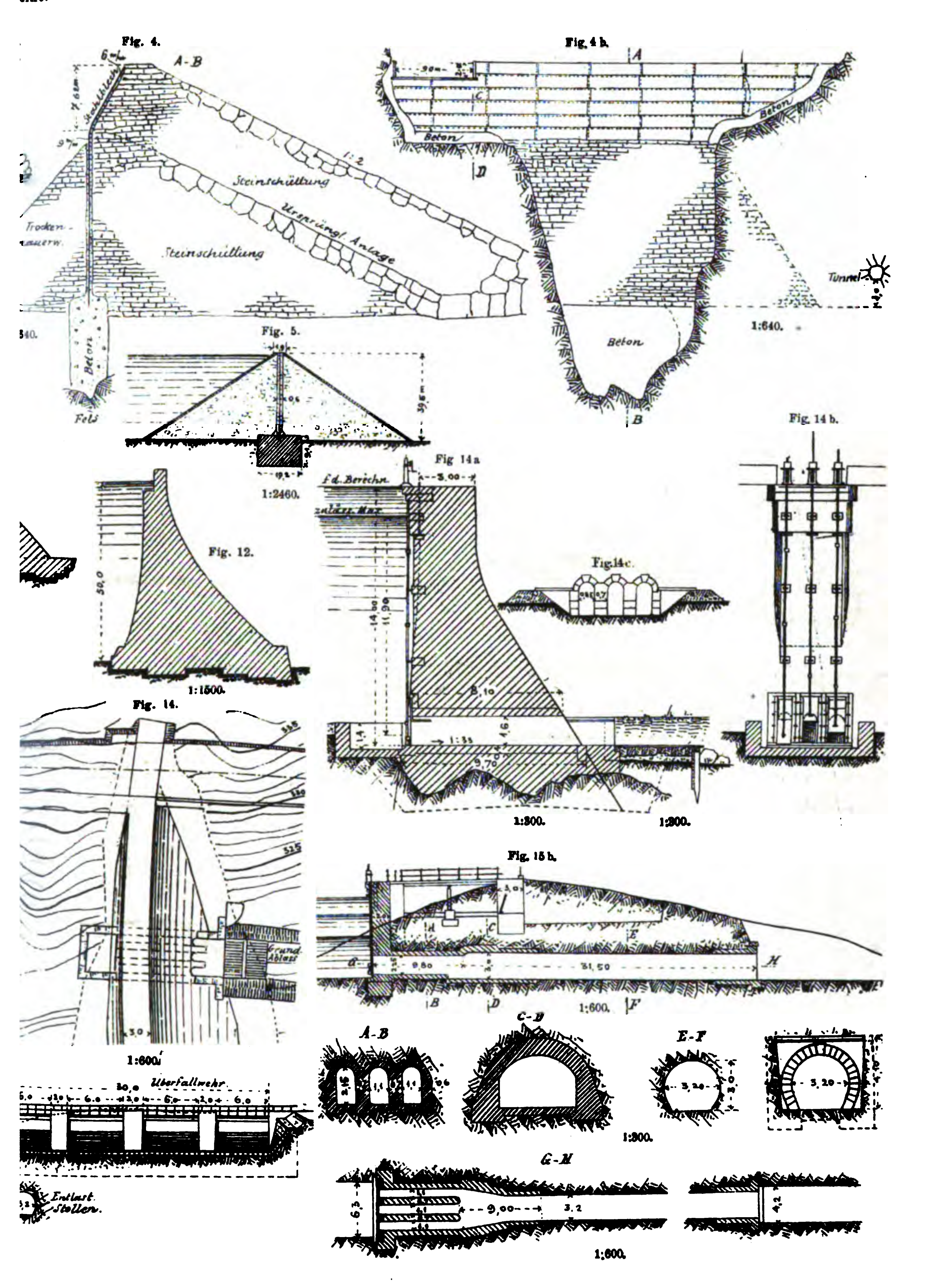

Fig. 1.
1:82.
Fig. 1a.
1:200.
Fig. 1b.
1:200.
Fig. 4.
1:122.
Fig. 4a.
Fig. 5.
Fig. 5a
1:140.
Fig. 6a.
1:157.
Fig. 6.
Unterwasser
Oberwasser
1 157.
Fig. 8.
1:82.
Fig. 8a.
35000
Fig. 9.
Kanal
Langres
1:240000.
Fig. 10.
1:30000.
Fig. 11.
A–B
Fig. 11a.
C–D
1:2500
1:500.


Fig. 2 c.
Fig. 2.
Fig. 3.
A–B
E–F
1:3750.
Fig. 2 d.
Fig. 3 a.
1:100.
Fig. 7.
1:150.
Fig. 6 b.
1:180.
Fig. 12 b.
Fig. 6 c.
Det. C
1:40.
Fig. 12 c.
Fig. 12 d.
Det. D
1:50.
mme.
Fig 12 a
Fig. 11 b.
Fig. 11 c.
K–F
Fig. 12.
1:40.
1:500.
J–K
Fig. 11 e.
Fig. 11 d.
G–H
1:120.
1:500.
1:250.


Fig. 1.
Fels
1:500
Fig. 3.
Mergel
Tonschlag
1:200.
Fig. 2.
4,0
12,0
1:615.
Fig. 6.
2,44
12:1
Lehmkern
27,40
Beton
1:300.
Fig. 7.
12:1
30,50
Humus
Moor
Blau Mergel
Erde u. Steine
Erde, Sand, Schotter u. Steine
Lehmkern
20:1
Sand u. Schotter
Steine u. Schotter
Weich zerklüft. Felsen
Undurchläss. Felsen
1:750.
Fig. 9 b.
Fels.
1:445.
Fig. 9 a.
Erde
Tonkern
Beton
Usprüngl. Bodenfläche
Fels
1:445.


Fig. 4 a.
Fig. 4.
Lehmkern
1:480.
Fig. 5.
Lehmkern
1:480.
Fig. 8.
Erddamm
Fels
Mauer
175.0
1:2500.
Fig. 8a.
a-b.
Durchlass Erde
Schotter
Fels
1:1000
Fig. 8b.
c-d
Mauer
Fels
1:1000.
e-f
Fig. 8c.
1:800.
Fig. 9.
Nichol's Mill
Stony Brook
1:6000.
Fig. 9d.
Fig. 9c
a-b
Fels
1:445.
Fig. 9e.
1:900.
Fig. 10.
Granit
1:2000
Fig. 10a.
Beton
1:400.
Fig. 10b.
Beton
Granit
1:200.


Fig. 1.
1:480.
Fig. 2.
a
b
c
d
e
1:480
Fig. 3.
1:360.
Fig. 4 a.
C–D
Fels
Fig. 6.
2,5
Trockenmauerw. 1:1
in Cement
1,0 m
1:385
Fig. 7.
1:306.
Fig. 8.
1:600.
Fig. 8 a.
Fig 8 b
1:3100.
Fig. 9.
50,0
46,0
1:1500.
Fig. 10.
65,52
1:1500
Fig. 11.
35,0
1:1500
Fig. 13.
Überfall
Sperrmauer
Erd-Damm
Fels
1:3515.
Fig. 13 a.
5,45
41,4
72,5
56,4
Fels
1:955.
Fig. 12 b.
1:2
Rasen
Pflaster
Geländehöhe
Fels
1:1383.
Fig. 15.
11,0
1:600.
Fig. 15 a.
410,00
Höchst. Wasserst.
Norm.
Perman.
1:600.


Fig. 4.
A-B
Steinschüttung
Ursprüngl. Anlage
Steinschüttung
Trocken-
Beton
Fels
1:2
Fig. 4 b.
Beton
Beton
Beton
Tunnel
1:640.
Fig. 5.
1:2460.
Fig. 12.
50,0
1:1500.
Fig 14 a
1:300.
1:300.
Fig. 14 b.
Fig.14c.
Fig. 14.
Grund-
Ablass
1:600
Überfallwehr
Entlast.
Stollen.
Fig. 15 b.
9,80
31,50
1:600.
A-B
C-D
E-F
1:300.
G-H
9,00
1:600.

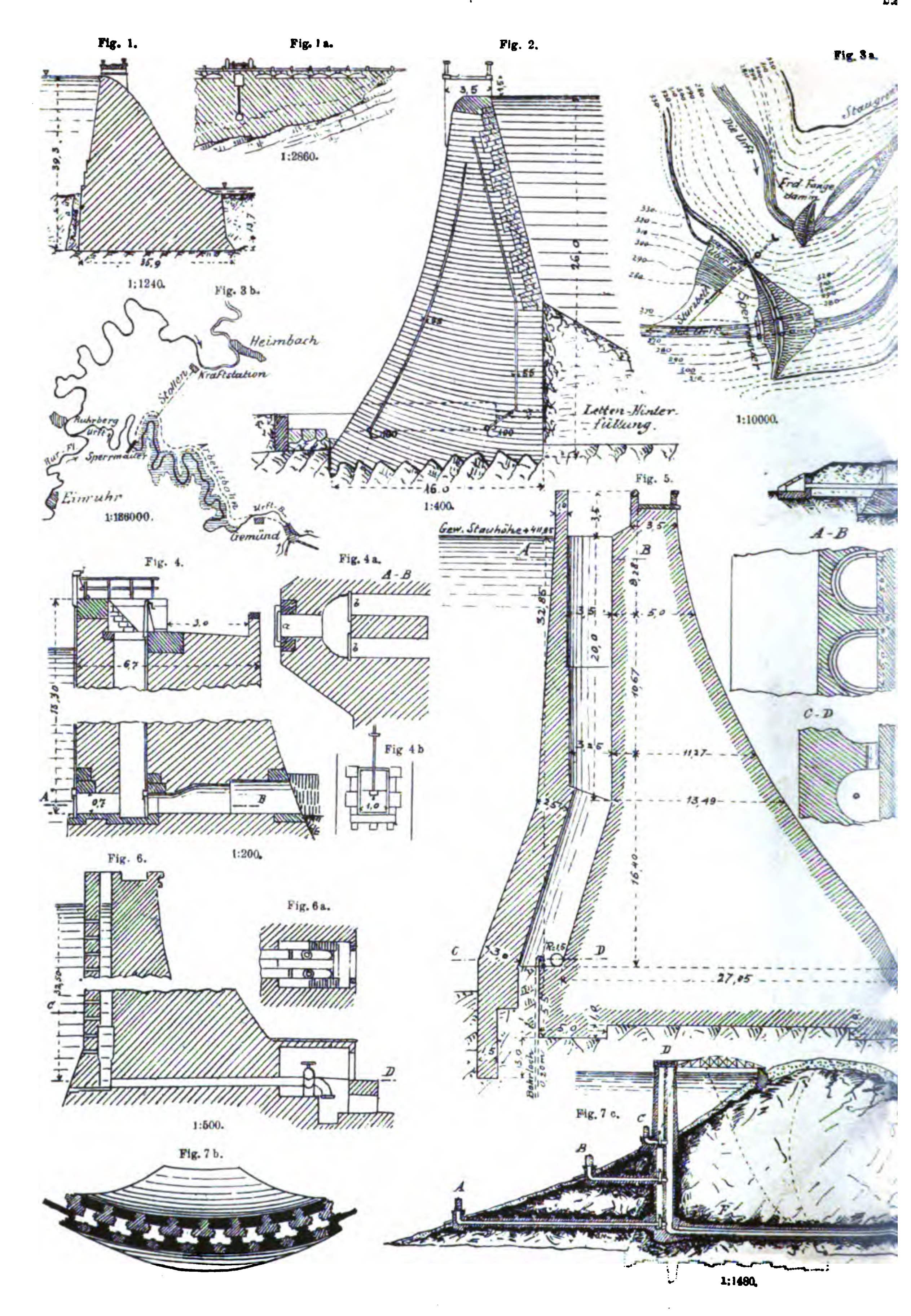
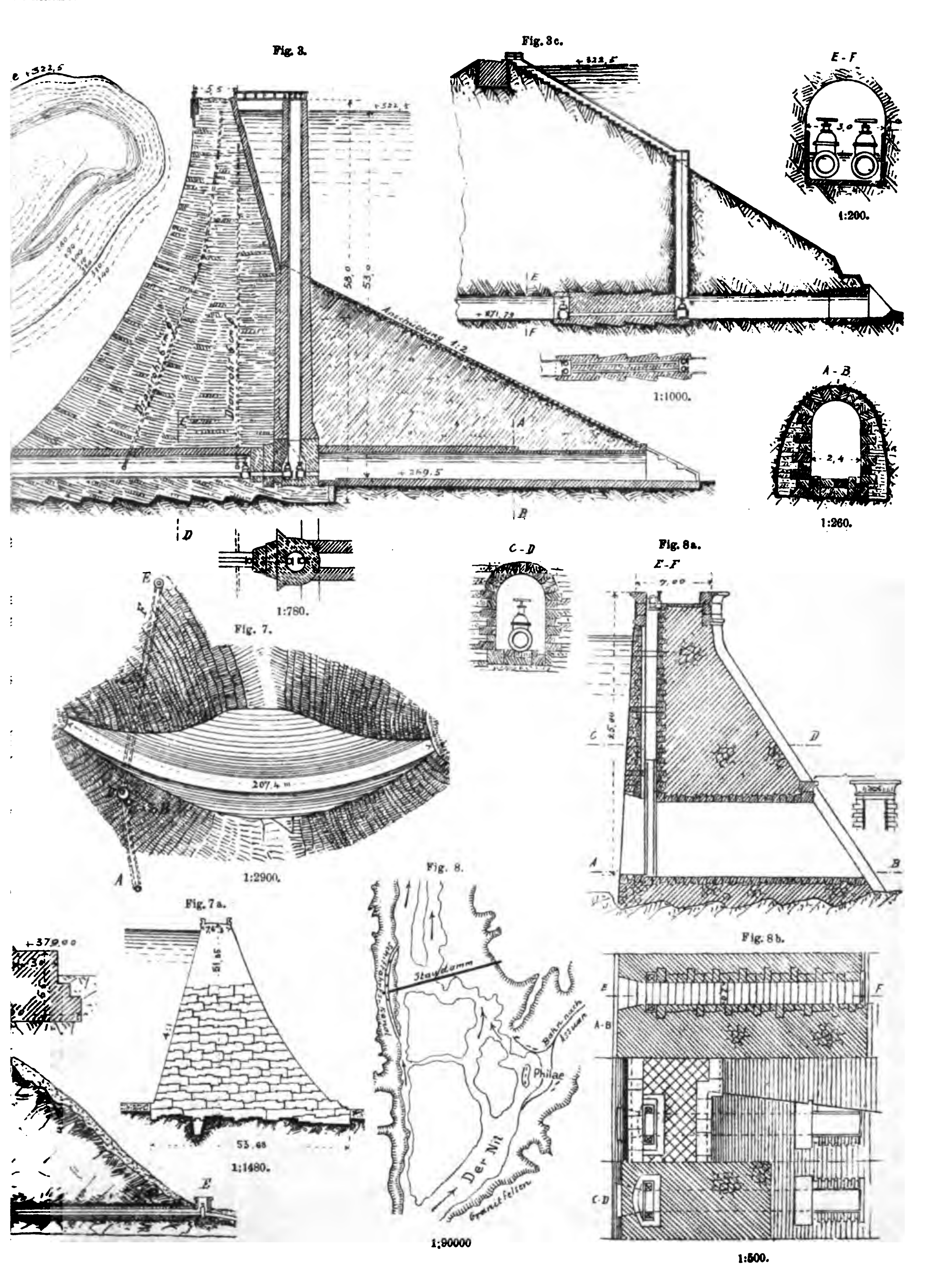
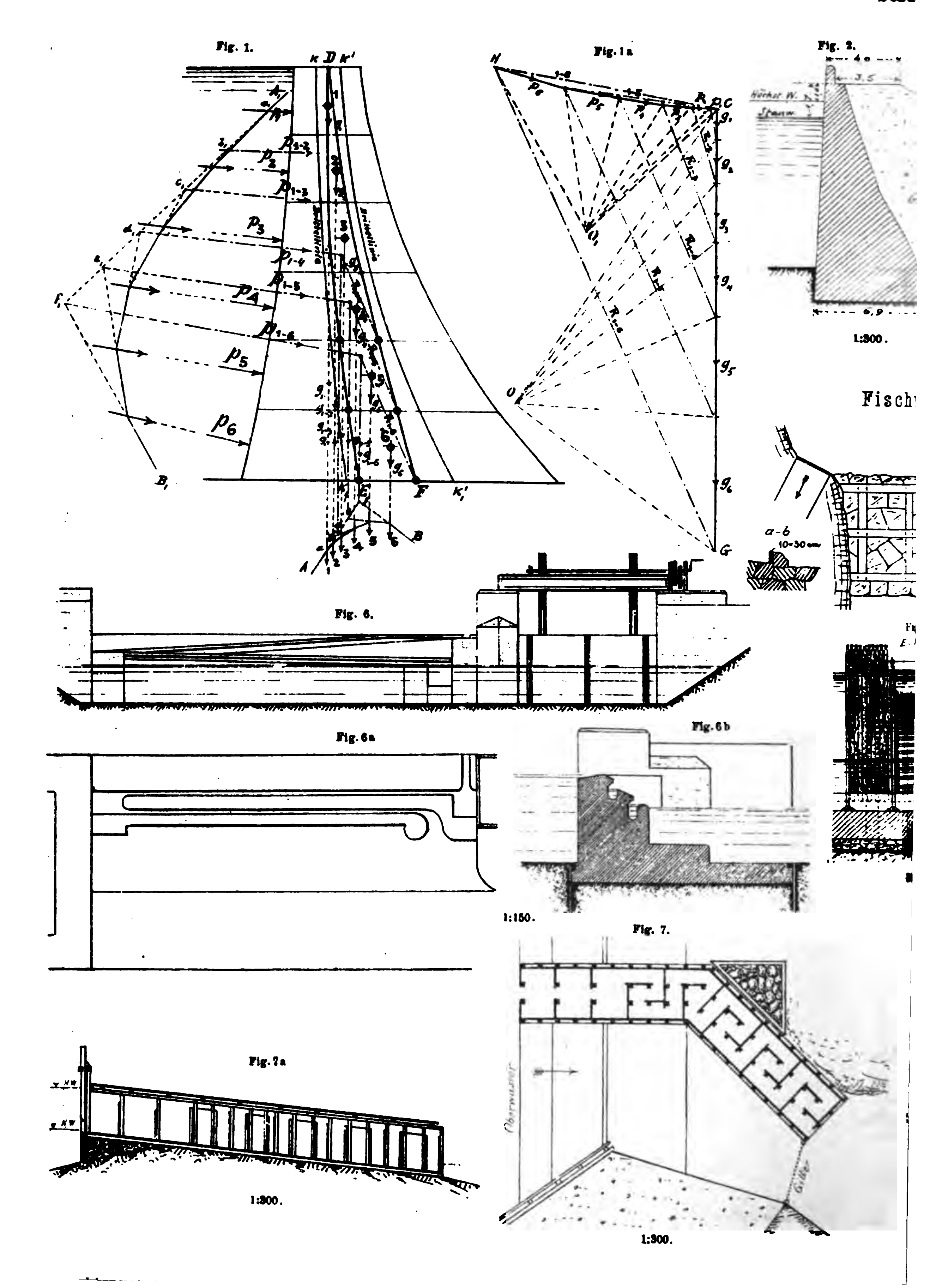


Fig. 1.
39,3
13,7
35,9
1:1240.
Fig. 1 a.
1:2860.
Fig. 2.
3,5
26,0
Letten-Hinter-füllung.
16,0
1:400.
Fig. 3 a.
Die Urft
Frd. Fangedamm
Sperrmauer
Sturzbett
1:10000.
Fig. 3 b.
Heimbach
Kraftstation
Stollen
Ruhrberg
Urft
Rur-Fl.
Sperrmauer
Arbeitsbahn
Urft-R.
Einruhr
Gemünd
1:186000.
Fig. 4.
3,0
6,7
13,30
0,7
1,0
Fig. 4 a.
A-B
Fig 4 b
1:200.
Fig. 5.
Gew. Stauhöhe + 41,85
3,5
32,85
8,28
5,0
20,0
10,67
11,37
13,49
16,40
27,05
Bohrloch 0,20 m
A-B
C-D
Fig. 6.
Fig. 6 a.
1:500.
Fig. 7 b.
Fig. 7 c.
1:1460.


Fig. 3.
Fig. 3c.
E - F
1:200.
A - B
1:260.
1:1000.
Anschüttung 4:2
+ 269.5
C - D
1:780.
Fig. 7.
207.4 m
1:2900.
Fig. 8a.
E - F
Fig. 8.
Staudamm
Philae
Der Nil
Granitfelsen
Bahn nach Assuan
1:90000
Fig. 7a.
53.48
1:1480.
Fig. 8b.
1:500.


Fig. 1.
Fig. 1a
Fig. 2.
1:300.
Fisch
a-b
Fig. 6.
Fig. 6a
Fig. 6b
1:150.
Fig. 7.
Fig. 7a
1:300.
Oberwasser
Gitter
1:300.

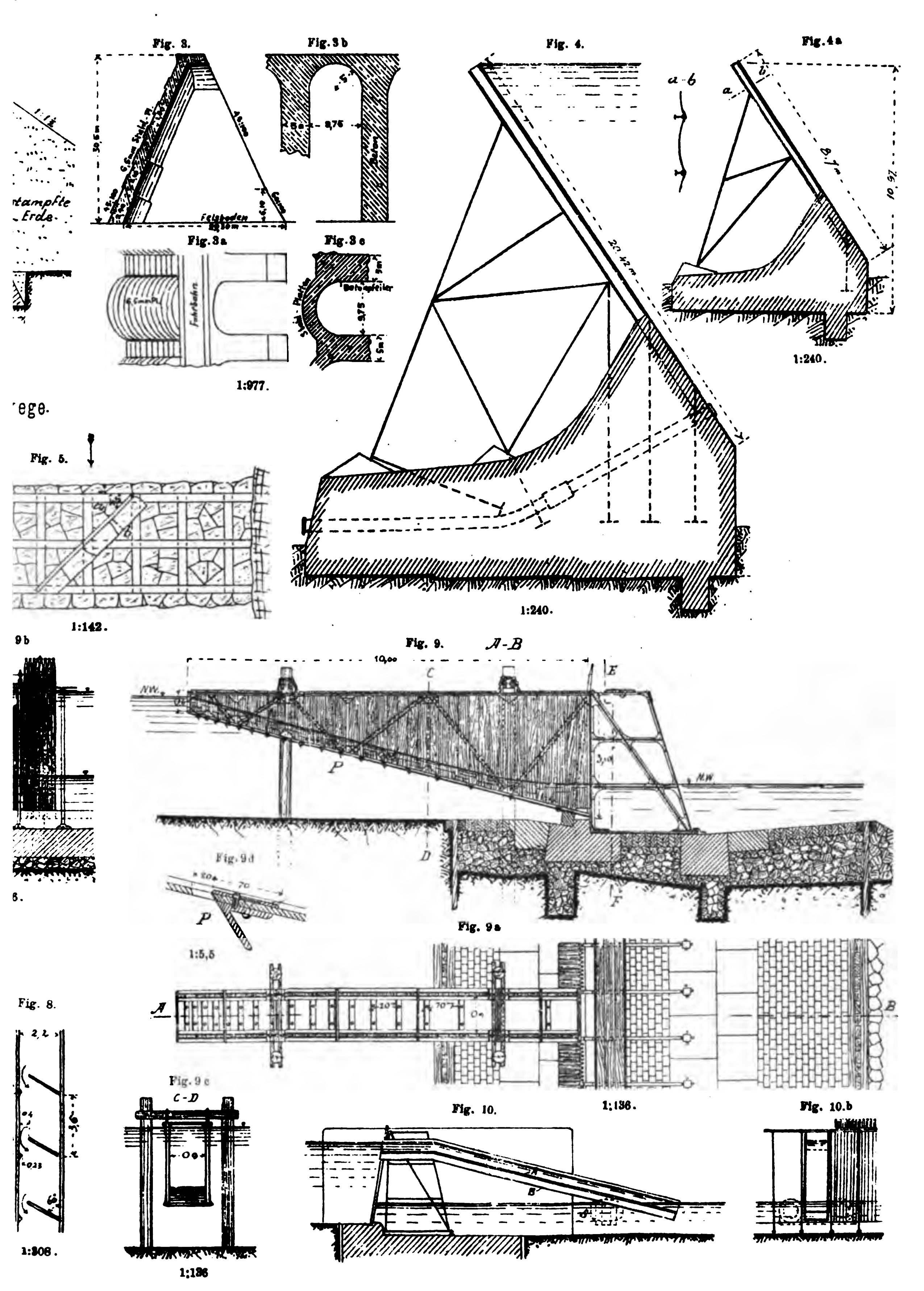
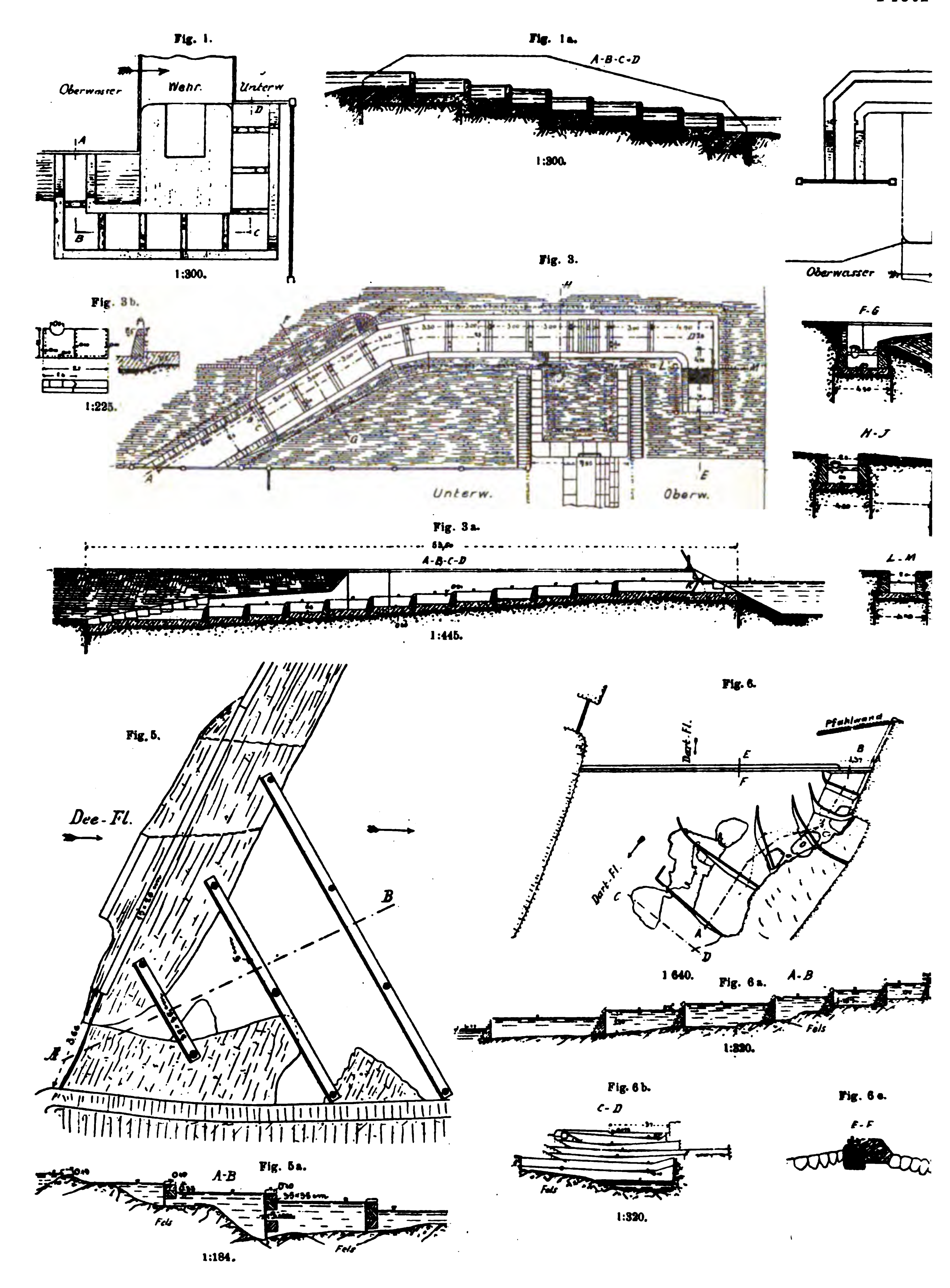
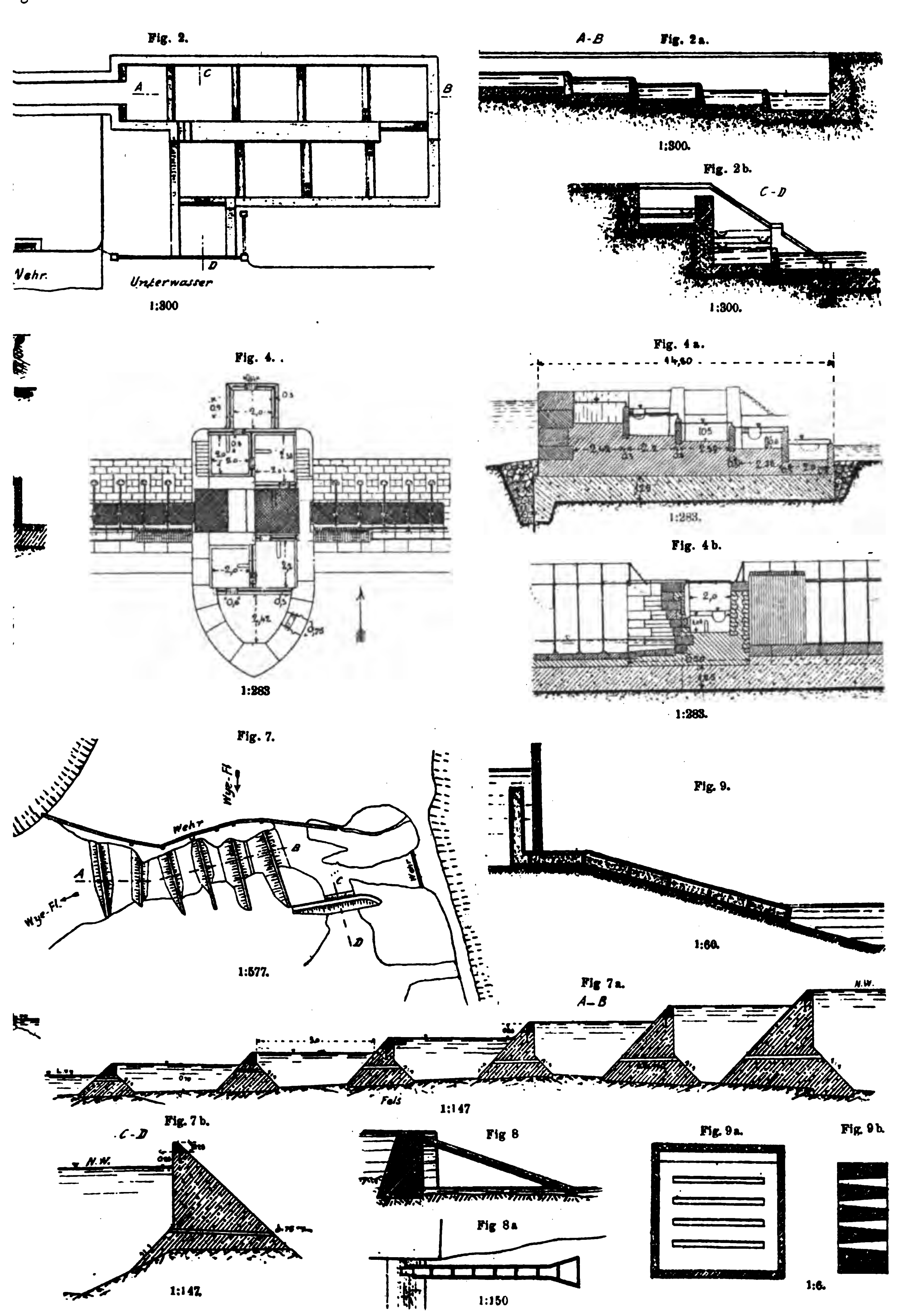


Fig. 3.
Fig. 3 b
Fig. 4.
Fig. 4 a
Fig. 3 a
Fig. 3 c
Felsboden
Fahrbahn
Betonpfeiler
Beton
a-b
a
b
20,42 m
8,7 m
10,91
1:977.
1:240.
ege.
Fig. 5.
1:142.
1:240.
9 b
Fig. 9.
A-B
10,00
C
E
NW.
P
D
F
Fig. 9 d
P
1:5,5
Fig. 9 a
A
B
Fig. 8.
1:308.
Fig. 9 c
C-D
1:136
1:136.
Fig. 10.
B
Fig. 10. b


Fig. 1.
Oberwasser
Wehr.
Unterw
A
B
C
D
1:300.
Fig. 1a.
A-B-C-D
1:300.
Oberwasser
Fig. 3.
Fig. 3b.
1:225.
A
G
H
E
Unterw.
Oberw.
F-G
H-J
Fig. 3a.
A-B-C-D
1:445.
L-M
Fig. 5.
Dee-Fl.
B
A
Fig. 5a.
A-B
Fels
Fels
1:184.
Fig. 6.
Dart-Fl.
Pfahlwand
E
F
B
C
A
D
Dart-Fl.
1 640.
Fig. 6a.
A-B
Fels
1:320.
Fig. 6b.
C-D
Fels
1:320.
Fig. 6c.
E-F


Fig. 2.
A
B
C
D
Wehr.
Unterwasser
1:300
A-B
Fig. 2a.
1:300.
Fig. 2b.
C-D
1:300.
Fig. 4.
1:283
Fig. 4a.
44,60
1:283.
Fig. 4b.
1:283.
Fig. 7.
Wye-Fl.
Wehr
1:577.
Fig. 9.
1:60.
Fig 7a.
A-B
N.W.
Fels
1:147
Fig. 7b.
C-D
N.W.
1:147.
Fig 8
Fig 8a
1:150
Fig. 9a.
Fig. 9b.
1:6.

DER

WASSERBAU.

NACH DEN VORTRÄGEN,

GEHALTEN AM

FINNLÄNDISCHEN POLYTECHNISCHEN INSTITUTE IN HELSINGFORS,

VON

M. STRUKEL,

PROFESSOR DER INGENIEURWISSENSCHAFTEN.

II. THEIL,

MIT 164 SEITEN TEXT IN GROSSOCT., 30 TEXTFIGUREN UND 10 TAFELN (A bis K) UND UNTER BEZUGNAHME AUF TAF. V bis XII DES DEM I. THEIL BEIGEGEBENEN SKIZZENBUCHES.

HELSINGFORS,
WENTZEL HAGELSTAM.

LEIPZIG,
A. TWIETMEYER.

1900

KUOPIO 1900
GEDRUCKT BEI O. W. BACKMAN.

Vorwort.

Nachdem sich der erste Theil dieses Werkes für meine Zuhörer als nützlich erwiesen und derselbe auch in anderen Kreisen vielfache Anwendung gefunden hat, erschien es angezeigt zu gleichem Zwecke diesen zweiten Theil erscheinen zu lassen. Hierin bezieht sich der Text theils auf die Abbildungen der Tafeln V bis XII des dem ersten Theil beigegebenen Skizzenbuches, theils auf die hier beiliegenden neuen Tafeln A bis K und die Textfiguren dieses zweiten Theils. Für die Litteraturangaben wurden hier dieselben abgekürzten Bezeichnungen angewendet, wie in ersten Theil.

Helsingfors im August 1900.

Der Verfasser.

Inhalts-Verzeichniss.

IV. Wasserversorgungsanlagen.

A. Beschaffenheit und Menge des Wassers.

B. Gewinnung des Wassers.

C. Wasserleitungen.

D. Reinigung des Wassers.

E. Regelung der Wasserzufuhr.

V. Kanalisation der Städte.

VI. Die Bodenentwässerung.

VII. Bewässerung von Ländereien.

VIII. Die Schiffahrtskanäle.

Berichtigungen.

Vor Gebrauch des Buches wolle man folgende Berichtigungen eintragen:

Seite 17 Zeile 5 v. u. setze: Wolfsgraben, statt: Wolfgraben.
› 19 › 7 › › › › › ›
› 68 › 18 v. o. setze: b. Düker, statt: Düker.
› 73 › 14 › › setze: b , statt: c.
› 79 › 3 v. u. setze: c , statt: d.

IV. Wasserversorgungsanlagen.

Die Wasserversorgungsanlagen werden zu verschiedenen Zwecken ausgeführt, und zwar hauptsächlich zur Beschaffung von Genuss- und Brauchwasser für Ortschaften, für Wasserkraftanlagen, zur Bewässerung von Ländereien, zur Speisung von Schifffahrtskanälen und von Anlagen für die Holzflösserei.

Hiebei kommen in Betracht:

A. **Die Beschaffenheit und Menge des erforderlichen Wassers,**

B. **Die Gewinnung des Wassers,**

C. **Die Leitungen,**

D. **Die Reinigung des Wassers,**

E. **Regelung der Wasserzufuhr.**

A. Beschaffenheit und Menge des Wassers.

I. Die Beschaffenheit des Wassers.

Je nach dem Zwecke kann die Beschaffenheit (Qualität) des zu beziehenden Wassers mehr oder weniger von Wichtigkeit sein. Während zur Versorgung von Ortschaften ein in Bezug auf gesundheitsschädliche Stoffe möglichst reines Wasser erwünscht ist, wird bei anderen Zwecken auf die Beschaffenheit desselben in der Regel kein besonderes Gewicht gelegt, ausser dass zu Bewässerungszwecken behufs Düngung und Füllung des Bodens im Gegentheil ein möglichst unreines Wasser erwünscht sein kann.

Nachdem die Schädlichkeit des Genusswassers weniger von der Menge als vielmehr von der Beschaffenheit der Verunreinigungen abhängt, so kann ein dem Aussehen nach weniger reines Wasser in geringerem Grade schädlich sein, als ein reineres, weshalb beim Genusswasser diesbezüglich eine besondere Untersuchung erforderlich ist. Diese Untersuchung soll von zweierlei Art sein, nämlich eine chemische und eine bakteriologische, von denen die erstere den Zweck hat,

die rein chemischen Stoffe schädlicher Art, die letztere dagegen gefährliche Kleinwesen (Bakterien) nachzuweisen.

Man unterscheidet beim Wasser organische und unorganische Verunreinigungen. Die organischen Verunreinigungen können wieder von zweierlei Art sein, nämlich solche welche vegetabilischen (pflanzlichen) Ursprungs und im Allgemeinen der Gesundheit nicht schädlich sind, und organische Verunreinigungen welche animalischen Ursprungs und je nach der Beschaffenheit nur bis zu einem gewissen Grade oder gar nicht zulässig sind. Im Allgemeinen können nach Pettenkofer beim Genusswasser höchstens 5 Theile organischer Verunreinigungen in 100,000 Theilen Wasser als zulässig angesehen werden, wenn dieselben nicht von menschlichen Abfällen herrühren.

Die bakteriologische Untersuchung kann eine quantitative und eine qualitative sein. Bei der ersteren wird die Anzahl der vorhandenen Keime (Bakterienkolonien) in der Kubikeinheit Wasser festgestellt. Nach Koch soll diese Anzahl 150 bis 200, nach anderen Bakteriologen 300 in 1 cbcm nicht übersteigen. Hiebei wird angenommen, dass eine grosse Menge Bakterien auf das Vorhandensein von in Auflösung befindlichen gesundheitsschädlichen Stoffen schliessen liesse. Dem gegenüber lässt sich aber einwenden, dass beim Auftreten gefährlicher (patogener) Bakterien eine grössere Menge anderer unschädlicher Bakterien mit Rücksicht auf ihre gegenseitige Vertilgung nützlich sein kann. Es müsste daher die bakteriologische Untersuchung behufs Zuverlässigkeit vorerst qualitativ und erst in zweiter Linie quantitativ sein.

Von Wichtigheit ist der Umstand, dass bei der Filterung des Wassers, wie selbe bei der Verwendung von Tagewasser (aus Flüssen, Seen und Teichen) in der Regel zur Anwendung kommt, der Bakteriengehalt bedeutend reducirt wird *).

Der Gehalt an unorganischen Stoffen in Form von aufgelösten Salzen bedigt den s. g. Härtegrad des Wassers. Es entspricht in Deutschland 1 Härtegrad 1 Theil Kalk (CaO) oder 0,7 Theile Magnesia (MgO) in 100,000 Theilen Wasser.

---

*) Die Wichtigkeit der Versorgung von Ortschaften mit gesundem Genusswasser ist erst in neuerer Zeit wollends erkannt worden, seitdem man durch die neueren Entdeckungen auf bakteriologischem Gebiete die Überzeugung gewonnen, dass gewisse epidemische Krankheiten, wie Typhus und Cholera hauptsächlich durch das Trinkwasser verbreitet worden, indem die bezüglichen patogenen Bakterien durch die Abfälle der Kranken leicht in das Grund- und Tagewasser gelangen, sich dort fortpflanzen und durch dessen Genuss die Krankheit verbreiten.

So betrug beispielsweise in Wien, als dort die Wasserversorgung noch ausschliesslich aus Brunnen und aus der Donau geschah, die jährliche Sterblichkeitsziffer an Typhuskranken 700 bis 800, während seit der Einführung der Hochquellen-Wasserleitung, diese Ziffer von 742 im Jahre 1873 in den Jahren 1878, 1880 und 1884 auf bezw. 200, 152 und 95 sank.

In Frankreich entspricht 1 Härtegrad 1 Theil kohlensaurem Kalk ($CaOCO_2$) in 100,000 Theilen Wasser. Man nennt das Wasser weich oder hart je nachdem es unter oder über 20 Grade und sehr hart wenn es über 30 Grade hat.

Als Trinkwasser schmeckt hartes Wasser am besten und kann es als solches bis zu etwa 25 Graden haben, wiewohl auch weiches Wasser gut geniessbar und der Gesundheit zuträglich sein kann. Dagegen eignet sich zum Kochen und Waschen sowie zu industriellen Zwecken besser weiches Wasser. Hartes Wasser nimmt weniger leicht organische Stoffe auf und schützt eiserne Rohrleitungen vor Rostbildung, bildet aber bei mehr als 20 Graden leicht erhärtende Niederschläge in den Röhren. Durch Filtration wird auch die Härte des Wassers vermindert.

Im Allgemeinen ist namentlich das Quellwasser hart und kohlensäurehaltig und daher besonders schmackbaft. Aber während des Rinnens an der Erdoberfläche entweicht die Kohlensäure bald und sowohl die Luft als in den meisten Fällen auch das Erdreich machen durch ihre neutralisirende Wirkung das Wasser in den Flüssen zumeist weich. Nur dort wo es über Kalkfelsen oder Kalkschotter fliesst, kann es sich hart erhalten. Am weichsten ist das Regenwasser, selbes ist aber durch Staub nnd durch aufgenommene Gase der Luft verunreinigt (Vergl. ÖW. 1889, S. 357).

Eisenhaltiges Wasser kann infolge von Ausscheidung von Eisenoxydhydrat, als eines braunen Farbstoffes, für viele Zwecke unbrauchbar sein (z. B. im Haushalt, wodurch Wäsche und Gefässe braun gefärbt werden). Man kann aber das im Wasser gelöste Eisen durch Lüftung unlöslich machen und dann durch Filtern ausscheiden.

Die beste Temperatur für Trinkwasser ist zwischen 7 und 9° C. Zum Schutze gegen Temperatureinflüsse werden Wasser-Leitungen und Behälter unterirdisch angelegt.

2. Erforderliche Wassermengen.

a. Der Wasserbedarf von Ortschaften.

Bei Ortschaften ist der Wasserbedarf in erster Linie von der Einwohnerzahl abhängig, weshalb man bei Wasserversorgungen dieser Art eine gewisse Wassermenge pro Kopf und Tag anzunehmen pflegt. Diese Menge ist jedoch sehr verschieden, nicht nur mit Rücksicht darauf, dass der unmittelbare Verbrauch der Bewohner je nach der Lebensweise und den örtlichen Verhältnissen verschieden ist, sondern auch mit Rücksicht auf andere verschieden vertretenen Verbrauchsquellen, namentlich der Verbrauch zu öffentlichen und industriellen Zwecken

Der unmittelbare Verbrauch der Bewohner ist abhängig vom Kulturstandpunkt und der mehr oder weniger verfeinerten Lebenweise, dem Bedarf nach grösserer Reinlichkeit, welcher durch öffentliche Badeanstalten und Badeinrichtungen in den Wohnungen zum Ausdruck kommt, der mehr oder weniger leichten Zugänglichkeit des Wassers und der leichteren Gelegenheit zur Verschwendung desselben etc. Die leichtere Zugänglichkeit des Wassers kommt namentlich dort zum Ausdruck, wo es unmittelbar in die Wohnungen geleitet wird, (gegenüber der Entnahme von öffentlichen Brunnen) während die Möglichkeit von Wasserverschwendungen namentlich von der Art der Kontrolle des Verbrauches abhängt. Von Einfluss ist auch die mehr oder weniger bequeme Art der Beseitigung des unreinen Wassers, abhängig von der Vollkommenheit der Abzugskanäle.

Der Verbrauch zu öffentlichen Zwecken ist bedingt durch öffentliche Brunnen, Strassenspülungen etc. sowie durch Feuersbrünste. Von Wichtigkeit ist die Berücksichtigung der industriellen Anlagen, welche zuweilen einen sehr grossen Wasserverbrauch bedingen.

Im Allgemeinen pflegt in Anbetracht des Wachsens der Bedürfnisse der Verbrauch pro Kopf und Tag entsprechend zuzunehmen. Nachdem ferner eine solche Anlage für eine längere Zeit ausreichen soll (etwa 20 Jahre), so ist auch auf die Zunahme der Bevölkerung Rücksicht zu nehmen. Im Allgemeinen kann das Gesetz dieser Zunahme durch die Zinseszins-Formel:

$$Z_n = Z\left(1 + \frac{p}{100}\right)^n$$

ausgedrückt werden, worin Z die angenblickliche Bevölkerungszahl, p den jährlichen Zuwachs in Prozenten und Z_n die Bevölkerungszahl nach n Jahren bedeutet, und wobei p aus einer Reihe von vorhergehenden Jahren bestimmt wird. So betrug nach Lueger in den österreichischen Landeshauptstädten zwischen 1880 und 1890 der jährliche Zuwachs p, in: Wien 2,06 %, Czernowitz 1,74 %, Lemberg 1,54 %, Laibach 1,5 %, Graz 1,37 %, Brünn 1,35 %, Linz 1,36 %, Innsbruck 1,28 %, Troppau 1,06 %, Zara 1,04 %, Salzburg 0,88 %, Triest 0,85 %, Klagenfurt 0,52 %, Görz 0,42 %, Prag 0,31 %.

Nach Annahme der deutschen Gas- und Wasserfachmänner sind für die verschiedenen Bedürfnisse folgende Wassermengen pro Tag und Kopf erforderlich:

1 Einwohner benöthigt zum Trinken, Kochen & Reinigen 20—30 l, zur Wäsche 10—15 l, 1 Soldat in der Kaserne 20 l, 1 Schüler in der Schule 2 l, 1 Kranker im Spital 100—150 l, 1 Pferd 40—50 l, 1 Grossvieh 50 l, 1 Kleinvieh 10 l, 1 Schwein 13 l, 1 Kalb 8 l, 1 Wagenreinigung pro Tag & Stück 200 l, 1 Abortspülung einmal 5—6 l, 1 Pissoir pr. Stand und Stunde 30—60 l, 1 Bad einmal 350 l, Sprengen der Strassen einmal pro 1qm 1,0—1,5 l, Sprengen der Gärten

und Anlagen pro 1 qm einmal 1,5 l, in Schlachthäusern für je 1 Stck. Schlachtvieh 300—400 l, in Markthallen pro Tag und 1 qm 5 l. Zum Löschen einer grösseren Feuersbrunst können etwa 400 bis 1000 cbm Wasser innerhalb 4 Stunden erforderlich sein.

Erfahrungsgemäss liegen die Verbrauchsmengen im Durchschnitt ungefär innerhalb folgender Grenzen:

bei Landgemeinden und kleineren Städten 50 bis 100 l pro Tag und Kopf
bei grösseren Städten . . . . 60 bis 150 l » » »

Es giebt aber auch viele Städte mit einem Verbrauch zwischen 200 und 300 l, und mehr, namentlich in amerikanischen Städten.

Als Anhaltspunkt möge folgende Tabelle über die Verbrauchsmengen pro Kopf und Tag einiger schwedischer Städte und von Helsingfors im Jahre 1896 angeführt werden (vergl. Tkn. 1897 N:o 157. S. 124).

Stadt.	Einwohnerzahl 1896.	Jahr der ersten Anlage.	Wasserverbrauch		
			Max. l.	Min. l.	Mittel l.
Askersund	1630	1875—76	—	—	40
Eskilstuna	12460	1886	112	60	80
Gefle	25582	1876	184	63,5	115,5
Jönköping	21236	1863—64	100	50	80
Linköping	13066	1875	158,2	91,2	132,3
Lund	15876	1872—74	124,1	34,7	81,6
Malmö	52012	1879	140	72	106
Norrköping	35242	1872—76	156	64	100
Nyköping	6644	1893—94	66,5	27,3	40,2
Stockholm	274608	1859—61	159,8	54,2	95,8
Sundsvall	13930	1878—79	224	88	148
Upsala	22439	1874—75	121	63	84
Vesterås	7170	1887	93	26	50
Örebro	17592	1886	56	36,8	46,5
Östersund	6459	1892—93	116	26	57
Helsingfors	77750	1872—76	90	20	51

Nach Salbach betrug im Jahre 1893 der grösste Wasserverbrauch in 56 deutschen Städten wie folgt:

In 7 Städten 100 bis 119 l, in 16 Städten 120 bis 149 l, in 15 Städten 150 bis 200 und in 18 Städten 200 bis 291 l pro Tag und Kopf. Es dürfte aber nach Salbachs Meinung ein Verbrauch von mehr als 150 l nur durch einen besonders hohen Bedarf der Industrie veranlasst sein (vergl. ÖZ. 1894 N:o 35).

Nach einem Bericht des Oberingenieurs der Wiener Tiefquellen-Wasserleitung Fr. Braikowich betrug im Jahre 1889 der Verbrauch in Wien im Max. 161 l, im Min. 83 l, im Durchschnitt 113 l, ferner im Max. in Essen 153 l, Duisburg 173 l, Hamburg 204 l, Braunschweig 218 l, Freiburg in Bayern 257 l, Bochum 343 l, Dortmund 383 l, Bordeaux 170 l, Paris 210 l, Marseille 460 l, Lyon 678 l, Chicago 600 l, Boston 480 l, New-York 400 l, Baltimore 360, Cincinnati 350 l.

Nach Köpcke steigt in manchen nordamerikanischen Städten der Verbrauch sogar bis zu 1000 l pro Tag und Kopf (CI. 1894).

Im Allgemeinen beträgt in den Städten der kleinste stündliche Verbrauch (in Helsingfors etwa zwischen 3 und 4 Uhr Morgens) ca. 0,7 % und der grösste 12—1 Uhr Mittags) 6 bis 7 % des Tagesverbrauchs, und der höchste Tagesbedarf das 1 ½ fache des mittleren; es muss daher das Wasserwerk das 1 ½ fache jener 6—7 %, oder rund 10 % des mittleren Tagesverbrauchs stündlich liefern können.

In den Tagesstunden von 6 Uhr Früh bis 8 Uhr Nachmittags beträgt der Verbrauch etwa 77 bis 85 % vom gesammten Tagesverbrauch. Im Sommer beträgt der durchschnittliche Tagesverbrauch ungef. 125 % des jährlichen Durchschnittverbrauches.

b. Wasserbedarf für Kraftanlagen.

Nachdem 1 Pferdekraft eine Nutzleistung von 75 kg m vorstellt, so ist die Nutzleistung einer Wasserkraftanlage bei einer sekundlichen Wassermenge von Q cbm und einer beim Motor verfügbaren Fallhöhe von H Meter ausgedrückt durch

$$N = \alpha \frac{1000\,QH}{75} \text{ Pfst.}$$

daher die erforderliche Wassermenge

$$Q = \frac{75\,\alpha}{1000} \frac{N}{H} \text{ cbm.}$$

wobei, je nach der Beschaffenheit des Motors, der Wirkungsgrad $\alpha = 0{,}4$ bis $0{,}9$. Setzt man im Mittel $\alpha = 0{,}75$, erhält man

$$N = 10\,QH \text{ und } Q = \frac{N}{10\,H}$$

Ist H' der Höhenunterschied des Wasserspiegels im Ober- und Untergraben, c_1 die Geschwindigkeit mit welcher das Wasser im Obergraben vor dem Motor ankommt und c_2 die Geschwindigkeit mit welcher es nach dem Verlassen des Motors im Untergraben abfliesst, so ist

$$H = H' + \frac{c_1^2 - c_2^2}{2g}$$

Weitere, zu anderen Zwecken erforderliche Wassermengen sollen später noch besprochen werden.

B. Die Gewinnung des Wassers.

1. Arten des Wasserbezuges.

Bei den Wasserversorgungen können folgende Arten der Gewinnung des Wassers in Frage kommen: Verwendung von unmittelbar gesammeltem Niederschlagwasser, von Tagewasser, und von Grundwasser.

Nachdem das unmittelbare Sammeln von Niederschlagwasser zur Gewinnung grösserer Wassermengen nicht geeignet ist, so pflegt diese Art der Gewinnung nur für den kleineren Gebrauch (mittels Cisternen) zur Anwendung zu kommen, wie dies bereits im I. Theil beschrieben worden ist.

Die weitaus grösste Verwendung zu allen Zwecken findet das Tagewasser, als das am reichlichsten vorkommende und in der Regel am leichtesten zugängliche. Dessen Entnahme geschieht aus Quellen, Flüssen, Teichen, Seen sowie aus künstlichen Stauweihern. — Die Gewinnung von Grundwasser geschieht meistens nur zur Versorgung von Ortschaften, dort wo hiefür brauchbares Tagewasser nicht erhältlich ist, da diese Art der Gewinnung verhältnissmässig kostspielig und zur Beschaffung grösserer Wassermengen weniger geeignet ist.

Im Allgemeinen richtet sich die Art der Gewinnung nach der erforderlichen Beschaffenheit und Menge des Wassers, sowie nach dem disponiblen Anlagekapital. Zur Versorgung von Ortschaften eignet sich am besten Quellwasser, da dieses durch seine natürliche Filterung beim Passiren der Erdschichten verhältnissmässig am meisten frei ist von organischen Verunreinigungen, einen für den Geschmack entsprechenden höheren Härtegrad und eine angenehme Temperatur besitzt. Da oft auch Grundwasser von gleichen Eigenschaften zugänglich ist, so eignet sich zu gleichem Zwecke in vielen Fällen auch die Beschaffung von Grundwasser mittels Brunnen.

2. Anlagen an der Entnahmestelle.

a. Entnahme aus Quellen.

Bei der Entnahme aus Quellen sind behufs Fassung derselben besondere Anlagen erforderlich, bestehend aus Sammelröhren, Sammelkanälen, Sam-

mel — Stuben, — Kammern, — Stollen, oder Gallerien, in welchen sich das Quellwasser sammelt bevor es in die Leitungen gelangt. Die Abmessungen dieser Anlagen sind von der Erstreckung der Quellen, den aufzunehmenden Wassermengen und der allenfalls bedingten Zugänglichkeit der Fassungsräume bedingt. Zum Schutze der von denselben ausgehenden Leitungen gegen Endringen von allenfalls mitgerissenen festen Gegenständen wird der Einlauf zur Leitung zweckmässig mit einem Drahtnetz oder Seiher versehen, welcher zur Verhinderung eines Verstopfens durch Verrosten zweckmässig aus Kupfer, Messing oder Zinkblech bestehen soll. Zum Schutz gegen Frost und Sonnenwärme sollen die Fassungsanlagen wenigstens 2 m unter der Erdoberfläche liegen, und werden behufs Ventilation zweckmässig mit Luftröhren versehen.

Die Stollen erhalten behufs bequemer Begehung eine Höhe von 1,6 bis 1,8 m und eine Breite von 0,7 bis 1,2 m.

Zur Vermeidung eines Verstopfens durch hineinwachsende Wurzeln sind Bäume wenigstens 6 m von den Fassungsanlagen entfernt zu halten.

Taf. V, Fig. 29—29 b. Wassergewinnung mittels Quellenfassung für den Bahnhof Willmenrod. Hiebei kommen mehrere Quellen *a*, *b*, *c* (Fig. 29) zur Anwendung, welche durch unterirdische gemauerte Kammern (Fig. 29 a) gefasst sind. Von jedem dieser Behälter führt eine mit Seiher versehene Rohrleitung von kleinerem Durchmesser (entsprechend der Ergiebigkeit der bezügl. Quelle) zu einer gemeinsamen Brunnenstube (Fig. 29 b), von wo das Wasser in die Hauptleitung *B* gelangt. *C* ist ein Überlauf, zur Ableitung des überschüssigen Wassers.

An Stellen wo das Quellwasser nicht an einzelnen Punkten sondern in längeren Strecken längs wasserführen Schichten hervortritt werden für dessen Fassung bei kleineren Wassermengen am einfachsten durchlöcherte Thonröhren (Saugröhren) mit Bohrungen oder Schlitzen von etwa 2 $^1/_2$ cm Weite, und bei grösseren Mengen in offenen Gräben ausgeführte, gemauerte Sammelkanäle angewendet.

Als Beispiel dieser Art möge die Wasserversorgung von *Danzig* angeführt werden, wo das Quellwasser weit ausserhalb des Stadtgebietes durch ein System von Saugröhren und Kanälen von mehreren Kilometern Länge gewonnen wird, von denen erstere eine leichte Weite von 158 bis 235 mm, und letztere 314 und 470 mm Weite und 628 mm Höhe haben. Behufs Aufspeicherung des eingedrungenen Wassers sind in diese Rohrleitungen in gewissen gegenseitigen Abständen Kuppelbrunnen eingebaut.

Taf. V, Fig. 30. Profil der Sammelkanäle der Wasserleitung von Baden-Baden, welche das in einer Bundsteinschicht durchsickernde und af dem darunter liegenden Granit sich fortbewegende Quellwasser fassen, und es in einem unter der Sohle des Kanals verlegtem Betonrohr sammeln und ableiten, während das eindringende unreine Tagewasser an der Kanalsohle gesammelt und besonders abgeleitet wird. Diese Kanäle haben eine Gesammtlänge von ungef. 2000 m.

Nebenstehende Textfig. 1 zeigt die Quellenfassungsanlage der neuen Wasserversorgung von München. Hiebei kamen 17 Quellengruppen zur Anwendung, von denen die meisten in derartigen Sammelstollen gefasst sind, welche wieder in gemeinsame Ableitungsstollen ausmünden. Erstere sind längs einer angeschnittenen wasserführenden Schicht (Flinzoberfläche) geführt, so dass diese in halber Höhe des Profils liegt. Die Ausführung geschah aus Trockenmauerwerk, so dass das Wasser durch die Mauerfugen eintreten kann (Bayr. Industrie- u. Gewerbebl. 1896).

Fig. 1.

1:75

Sammelkanal der Wasserversorgung von München.

Eine andere Variation einer derartigen Quellenfassungsanlage ist aus Textfig. 2 zu ersehen (Wasserversorgung von Giessen). Die wasserführende Schicht besteht hier aus Ablagerungen der Tertiärformation aus gelbem und weissem Sand und buntem Lehm, welche von einer Basaltschicht überlagert sind, an deren Rand zahlreiche Quellen zu Tage treten. Die Fassung derselben geschieht durch einen Sammelkanal welcher in den festen undurchlässigen Lehm gegründet ist, so dass die Sohle in der Höhe des natürlichen Horizonts der ablaufenden Wässer und die Anlage in einer durchschnittlicher Tiefe von 6 bis 8 m unter der Geländehöhe liegt und der sanft ansteigenden Richtung der Lettenschicht folgt.

Fig. 2.



Tertiärschicht

1:75

Sammelkanal der Wasserversorgung von Giessen.

Der Kanal wurde zum grössten Theil zu Tage ausgeführt. Derselbe besteht in den Fundamenten aus Basaltlava und in den Seitenwänden und im Gewölbe aus hartgebrannten Klinkersteinen in Cementmörtel. Die Seitenwände sind dort wo Wasserzuflüsse vorhanden sind mit geeigneten Öffnungen versehen. Zur Fernhaltung des von oben eindringenden unreinen Tagewassers wurde über dem Gewölbe eine 0,5 m starke Lettenschicht eingestampft, längs welcher das durchsickernde Wasser in der Längenrichtung abgeleitet wird, und schliesslich durch zwei Rohrkanäle austritt. Hiedurch ist es gelungen bei den stärksten Regenfällen und zur Zeit der Schneeschmelze das Quellwasser vor jeder Trübung zu bewahren (DB. 1889, S. 169).

Taf. V, Fig. 31. Sammelkanal für Quellwasser, angelegt an einem Abhange, wobei behufs Einlassung des Quellwassers nur an der Bergseite offene Fugen angebracht sind.

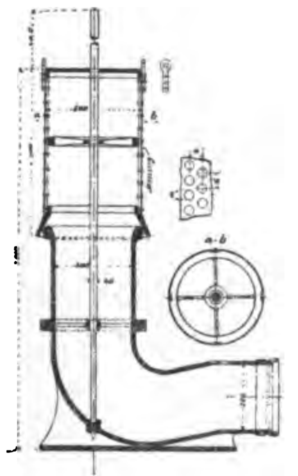
b. Entnahme aus Flüssen, Teichen, Seen.

Bei der Anwendung von Tagewasser behufs Versorgung von Ortschaften soll für die Entnahme eine vor Verunreinigungen möglichst geschützte Stelle, mit ruhigem und möglichst tiefem Wasser gewählt werden. An Stellen wo das Wasser oft trübe zu sein pflegt, ist es angezeigt die Entnahme nahe an der Oberfläche stattfinden zu lassen, wo sich das Wasser durch Ablagerung am meisten rein erhält. Dies geschieht durch Anwendung eines vertikalen Standrohres, durch dessen oberes Ende das Wasser einfliesst, und welches überdies gegen Eindringen von Unreinlichkeiten mit einem Drahtgitter oder Seiher versehen wird. Zum Schutz gegen Zerstörung durch schwimmende Gegenstände werden solche Anlagen oft durch

ein hölzernes oder gemauertes Gehäuse umschlossen welches mit vergitterten Öffnungen versehen wird. Man hat aus diesem Grunde zur grösseren Sicherheit auch das Entnahmerohr nebst Seiher ganz in den Flussboden versenkt.

Taf. **V**, Fig. 32. Hölzernes Entnahmerohr für kleinere Wasserversorgungen. Das Standrohr ist an einer Seite aufgeschlitzt und der Schlitz mit Einlegebrettchen verschlossen, wodurch die Uberlaufkante je nach dem Wasserstand verschieden hoch gestellt werden kann. Der Schlitz ist überdies mit einem eingelegten Drahtgitter zu versehen.

Fig. 3.



1:40

Entnahmerohr der Wasserleitung von Tammerfors.

Fig. 33—34. Eiserne Entnahmerohre mit Seiher. Bei der Anordnung Fig. 34 (Wasserentnahme aus der Marne für die Wasserleitung von Creteil) ist das Rohrende zum besseren Schutz gegen schwimmende Gegenstände nach abwärtz gebogen und von einem gemauerten Behälter umgeben.

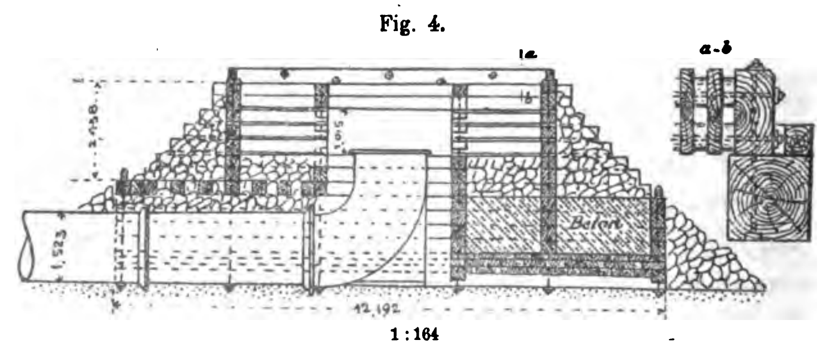
Da der Seiher zeitweilig gereinigt werden muss, ist es angezeigt denselben behufs Erleichterung dieser Operation wie in nebenstehender Textfigur 3 (Tammerfors, Finnland) aufziehbar anzuordnen. Der Seiher besteht hier, aus einem Messingscylinder, mit Löchern von 10 mm Weite und 14 bezw. 16 mm gegenseitigen Abstand von Mitte zu Mitte.

Die Summe der Eintrittsöffnungen solcher Seiher soll mindestens gleich sein dem $1\,^1/_2$ bis 2 fachen Querschnitt der Rohrleitung.

Taf. **VI**, Fig. 1. Entnahmerohr mit gemauertem Gehäuse, dessen Öffnungen mit einem Drahtgitter versehen zu denken sind.

» Fig. 2. Entnahmerohr der Wasserleitung von Worms, wobei der konische Seiher von einer Steinpackung umschlossen und zur grösseren Sicherheit gegen Stösse durch schwimmende Gegenstände in den Flussboden versenkt ist.

Fig. 4.



1:164

Wasserentnahme-Anlage im Michigan-See.

Nebenstehende Textfig. 4 zeigt eine neuere amerikanische Anordnung der Wasserentnahme aus dem Michigan-See (Wasserleitung von Milwauke), wobei die auf grössere Tiefe versenkte Rohrmündung von einem achteckigen, mit Beton und Stein-

schüttung gefüllten Holzkasten umschlossen ist. Oben ist der Kasten durch ein aus hochkantig gestellten Bohlen bestehendes Gitter abgeschlossen (GC. 1896 I, Pl. VIII).

Taf. VI, Fig. 3. Wasserentnahme aus Flüssen etc. mittels Saugkanal, bestehend aus einem im durchlässigen Ufer unter der Wasserfläche angelegten Kanal in welchen das Wasser durchsickert.

» Fig. 4—5. Wasserentnahme aus Flüssen in offene Leitungen (Fabriksgräben, Bewässerungskanäle etc.). Behufs Ableitung des Wassers in den Graben (Kanal) *K* muss dasselbe in der Regel mittels eines Wehres *W* aufgestaut werden. Um den Kanal im Bedarfsfall trockenlegen zu können (bei Reparaturen etc.) ist derselbe an der Mündung in der Regel mittels Schützen *c* absperrbar. Das Wehr ist meistens ein festes, oder kann sonst aus einem festen Theil *a* und einem beweglichen Theil *b* (Freiarche) bestehen, oder der ganzen Länge nach beweglich sein (Siehe hierüber im I. Theil).

» Fig. 6. Wasserentnahme aus einem Teich in einen mittels Schütze *S* absperrbaren Graben. Ein Gitter *B* schützt die Mündung gegen das Eindringen von schwimmenden Gegenständen.

c. Wassergewinnung aus Stauweihern.

Stauweiher (Reservoire) sind künstliche Teiche oder Seen, hervorgebracht durch Abschliessung von Thälern mittels s. g. Thalsperren, Stau-, Absperr- oder Abschlussdämmen, behufs Aufspeicherung der zufliessenden Tagewässer. Diese Art der Wasserbeschaffung kan für alle Zwecke der Wasserversorgung zur Anwendung kommen, an Stellen wo die örtlichen Verhältnisse diese Gewinnungsart günstiger erscheinen lassen als andere. Hiebei kann je nach den örtlichen Bedingungen (Beschaffenheit des Bodens etc.) auf die Gewinnung von etwa 30 bis 60 % der gesammten, jenem Behälter zufliessenden Niederschlagmenge gerechnet werden. [1])

Die Konstruktion der Thalsperren richtet sich hauptsächlich nach der Höhe derselben, der Beschaffenheit des Bodens und dem zur Verfügung stehenden Material. Die Höhe ergiebt sich aus der erforderlichen Menge des aufgespeicherten Wassers, so dass es bei allen zu verschiedenen Zeiten vorkommenden Zuflussverhältnissen für den jeweiligen Verbrauch ausreicht. In Bezug auf das Material kommen zur Anwendung: Erddämme, Dämme aus losem Steinmaterial (mit und ohne Holzgerippen), gemauerte Dämme (Staumauern), sowie Kombinationen von Erdschüttung und Mauerwerk.

In Europa werden gegenwärtig fast ausschliesslich nur Erddämme und gemauerte Thalsperren verwendet, und zwar erstere dort wo bei leicht erhältlichem geeignetem Erdmaterial der Anschluss an undurchlässigen Erd-Boden stattfinden kann, während bei letzteren in der Regel der Anschluss an den Fels-

---

[1]) Ausser zur Wassergewinnung werden Stauweiher auch als s. g. Retensionsbehälter ausgeführt, behufs Zurückhaltens und allmählichen Ablassens gefährlicher Hochwässer.

boden gesucht werden muss. Die übrigen Arten von Staudämmen dagegen, welche im Allgemeinen einen geringeren Sicherheitsgrad erbieten, sind vorzugsweise in Amerika üblich.

Zur Beseitigung der am Boden der Stauweiher sich sammelnden festen Niederschläge werden die Stauweiher zeitweilig (jährlich oder wenigstens jedes dritte bis vierte Jahr einmal, solange die Massen noch locker sind) entleert. Die Räumung der angesammelten Massen geschieht dann, je nach Beschaffenheit derselben, durch Spülung, Grabung oder Baggerung.

Erddamm-Thalsperren.

Dieselben erhalten ein trapezförmiges Querprofil mit einfachen oder durch Bermen abgetreppten Seitenböschungen, welche auf der Wasserseite gewöhnlich gepflastert und auf der Thalseite mittels Rasen befestigt werden. Da der Rauminhalt derartiger Dämme mit der Höhe rasch zunimmt und solche Erdschüttungen infolge der nothwendigen sorgfältigen Ausführung verhältnissmässig kostspielig sind, so sind Erddämme im Allgemeinen nur vortheilhaft bei Höhen bis zu etwa 30 m. Die Kronenbreite soll in der Regel ungefähr $^1/_3$ der Höhe, wenigstens aber 4 m betragen.

Solche Dämme sollen stets nur auf undurchlässigem erdigem, von pflanzlichen Theilen freiem Untergrund angeschüttet werden, da nur in diesem Falle die nöthige innige Verbindung zwischen dem natürlichen Boden und der Anschüttung zu erreichen ist. Zu diesem Zwecke soll stets die oberste Vegetationschichte bis zum festen reinen Erdboden abgehoben und die so gewonnene Basis durch Graben oder Pflügen derart rauh gemacht werden, dass eine innige Verbindung des angeschütteten mit dem gewachsenen Erdboden eintreten kann. Zu gleichem Zwecke sowie auch gegen ein allfälliges Gleiten des Dammes lässt man denselben auch zahnartig in den Boden eingreifen.

Bei durchlässigem Untergrund, oder undichter Schüttung, kann ein Durchsickern des Wassers und dadurch ein Unterspülen, bezw. ein Durchbruch des Dammes eintreten. Man lässt daher zweckmässig namentlich den Fuss der wasserseitigen Böschung in den wasserdichten Boden entsprechend tief eingreifen, nebstdem er event. noch durch eine vorgebaute Mauer gedichtet wird.

Das anzuwendende Erdmaterial soll möglichst aus sandigem Lehm bestehen und frei sein von pflanzlichen, der Verwesung unterworfenen Stoffen. Der Thongehalt soll etwa 35 bis 40 % betragen, man ist aber in einzelnen Fällen auch bis zu 66 % gegangen. Die Mischung (Puddle) wird allenfalls auch künstlich erzeugt. Das Auftragen des Erdmaterials soll in nach der Wasserseite zu fallenden Schichten von 10 bis 25 cm Dicke geschehen, welche mit Wasser gehörig

anzufeuchten und durch Stampfen oder Walzen (mittels Pferde- oder Dampfwalzen) möglichst zu verdichten sind. Jede Schichtenfläche soll vor dem Auftragen der nächsten Schicht befeuchtet werden.

So wurde beispielsweise bei allen vom österreichischen Montan-Aerar hergestellten Stauweihern das Dammmaterial nicht nur getreten, sondern auch so lange mit hölzernen oder eisernen Stösseln gedichtet, bis dasselbe von einem dagegen gepressten dünnen stumpfen Stocke keinen Eindruck mehr annahm (vergl. ÖZ. 1897, S. 333).

Bei der in den Jahren 1880—82 ausgeführten Erhöhung der Erddämme des Stauweihers von Gondrexang zur Wasserversorgung des Rhein-Marne-Kanals, dienten zur Verdichtung des Auftrages gusseiserne Stampfer (Erdstössel) von der in Fig. 37 Taf. XI ersichtlichen Anordnung, 15 bis 18 kg schwer (von einem Mann zu bedienen), Walzen entsprechend Fig. 38, Taf. XI, sowie s. g. Klatschen aus Eichenholz zum Schlagen der Böschungen, 2 m lang, unten auf 0,8 m Länge prismatisch, mit dem Querschnitt 0,2×0,2 m, oben zum Anfassen rund mit 8 cm Durchmesser. Die Walzen bestanden aus 11 Stck. gusseisernen Rädern welche an zwei Achsen so angebracht waren, dass die Räder der einen Achse zwischen diejenigen der anderen eingriffen. Die Achsen trugen einen kastenförmigen Behälter für die aus Bruchsteinen bestehende Belastung. Das Gewicht betrug unbeladen 1000 kg, beladen bis zu 2800 kg. — Die Erde wurde in Schichten von 0,25 m Höhe aufgebracht, wobei es nicht gestattet war, Erdschollen in den Auftrag zu bringen, sondern durften die einzelnen Knollen höchstens Faustgrösse haben. Da das Walzen sowohl in Bezug auf die Güte der Arbeit als auch wegen der grösseren Billigkeit den Vorzug verdient, so wurde das Stampfen nur dort angewendet, wo das Walzen wegen Raummangel für die Zugpferde nicht ausführbar war. Zum Ziehen wurden 6 Pferde benutzt. Die auf ca. 100 m Länge lose aufgeschüttete Erde wurde mit unbeladener Walze so lange befahren, bis eine gewisse Dichtung und Ebnung des Bodens erricht wurde, worauf nach und nach Bruchsteine aufgeladen und so lange befahren wurde, bis eine Bewegung des Bodens vor und nach der Walze nicht mehr bemerkt werden konnte. Man überzeugte sich von der genügenden Verdichtung durch Einstecken eines spitzen Stockes, der nicht tiefer eindringen durfte als in den gewachsenen Boden, nämlich etwa 15 cm. Im Durchschnitt genügten hiefür 15 Walzengänge, und verringerte sich dabei die Höhe der Auftragschicht um etwa ein Drittel. Der Boden durfte hiebei weder zu nass noch zu trocken sein, da im ersteren Falle die Erde an der Walze anklebte und die Arbeit verhinderte, während sich trockener Thonboden gar nicht komprimiren liess. Am besten ist es, den Boden bei natürlicher Feuchtigkeit einzustampfen oder zu walzen. Die Kosten des Verdichtens betrugen im Durchschnitt 0,198 M. pro 1 cbm Auftrag im verdichtetem Zustand.

Die Krone des Dammes soll gegen ein Überstürzen der Wellen wenigstens 1 bis 1 ½ m über dem höchsten Wasserstand stehen und zu gleichem Zwecke mit einer Schutzmauer (Wellenbrecher) versehen sein.

Dort wo ein genügend dichtes Erdmaterial schwer erhältlich ist, kann auch nach der namentlich in England gebräuchlichen Weise in der Mitte des Dammes ein Lehmkern (Thonkern) von 3 bis 5 m Dicke zur Anwendung kommen, welcher bis zum undurchlässigen Boden (event. bis zum Felsboden) niedergeführt und zu beiden Seiten von gewöhnlicher guter Erde eingeschlossen wird. Besser ist es, wenn statt dessen an der wasserseitigen Böschung eine von oben nach nnten an Dicke zunehmen-

der Lehmschlag (eventuell nebst einem Lehmkern) angebracht wird. In neuerer Zeit wurden in Amerika derartige Kerne auch aus Beton oder aus Mauerwerk hergestellt.

Die Wasserentnahme bei Erddämmen geschieht durch einen in passender Höhe über der Thalsohle angebrachten Ablass, bestehend aus einem eisernen Rohr oder einem gemauerten Kanal (Durchlass), dessen Abschluss mittels Schütze oder Schieber oder in anderer Weise geschieht, und von welchem das Wasser in eine Rohrleitung, in einen bedeckten oder unbedeckten Kanal oder in das alte Bett an der Thálsohle abfliesst. Nachdem aber bei eisernen Durchlässen ein dichter Anschluss des Erdreichs schwer zu erlangen ist, sind diese weniger zu empfehlen als die gemauerten. Befindet sich dieser Ablass nicht an der tiefsten Stelle des Thales, so wird dort behufs zeitweiliger vollständiger Räumung des Stauweihers noch ein Grundablass gleicher Art angelegt. Diese Ablasse sollen auf festem Boden gegründet sein, da sie sonst bei Setzungen leicht zerbrochen werden, und dadurch das Erdreich der Gefahr des Ausspülens ausgesetzt ist. Wegen der Schwierigkeit einen dichten Anschluss des Erdreichs an solche Durchlässe zu erreichen, sind zu gleichem Zwecke auch im natürlichen Felsboden ausgesprengte Ablassstollen zur Anwendung gekommen.

Zur Ableitung des überflüssigen Wassers ist aber ausserdem noch ein besonderer Überfall erforderlich welcher gewöhnlich seitwärtz an das Gebirge angeschlossen und als Überfallwehr auszuführen ist. Die Krone dieser Überfälle pflegt bis zu etwa 2 bis 4 m tief unter der Dammkrone angelegt zu werden, während die Breite der abzuleitenden Wassermenge entsprechend angenommen wird. Es ist von Wichtigkeit dass der Querschnitt der Überfallsöffnung reichlich bemessen wird, um bei ungewöhnlich starken Hochwässern ein Überstürzen der Dammkrone zu vermeiden, was ein Zerstören des Dammes durch Lockerung des Schüttungsbodens und Unterwaschung des Dammfusses zur Folge haben kann.

An Stellen wo eine grössere Standsicherheit erforderlich ist, wird bei Berechnung der Sicherheit des Dammes gegen Verschiebung an der Sohle oder irgend einer anderen Schichte, ein allfälliges Eindringen des Wassers in diese Schichte angenommen, und dann ausser dem Eigengewichte der oberhalb befindlichen Erdmasse und dem auf die innere Böschung wirkenden Wasserdruck, auch noch der in der fraglichen Schichte wirkende Auftrieb berücksichtigt.

Taf. **VI**, Fig. 7. Lageplan des Mouche- und des Liez-Reservoirs bei Langres, zur Speisung des Marne-Saône Kanals. Beide Stauweiher sind bei einer grössten Wassertiefe von bezw. 20,1 und 16,53 m mittels Erddämmen abgesperrt, und stehen durch besondere Speisegräben (Zubringer) *z* mit dem fragl. Kanal in Verbindung.

» Fig. 8—9 e. Anordnung des Abschluss-Dammes des Liez-Reservoirs. Fig. 8 zeigt den Grundriss, Fig. 9 den Aufriss und Fig. 9 a den Querschnitt des Dammes. Als Material kam bei demselben eine Mischung von ²/₃ Thon

und $^1/_3$ Sand zur Anwendung. Behufs Erreichung eines dichten Anschlusses an den Erdboden und gegen eine event. Verschiebung des Dammes greift derselbe zahnartig in den vorher theilweise abgegrabenen Boden ein (Fig. 9 a), nebstdem der wasserseitige Böschungsfuss eine besondere Sicherung durch tieferes Eingreifen und eine vorgebaute Mauer erhielt. Die Böschungen haben Bermen und sind auf der Wasserseite gepflastert. Die Krone ist mit einer Schutzmauer gegen das Überstürzen der Wellen versehen.

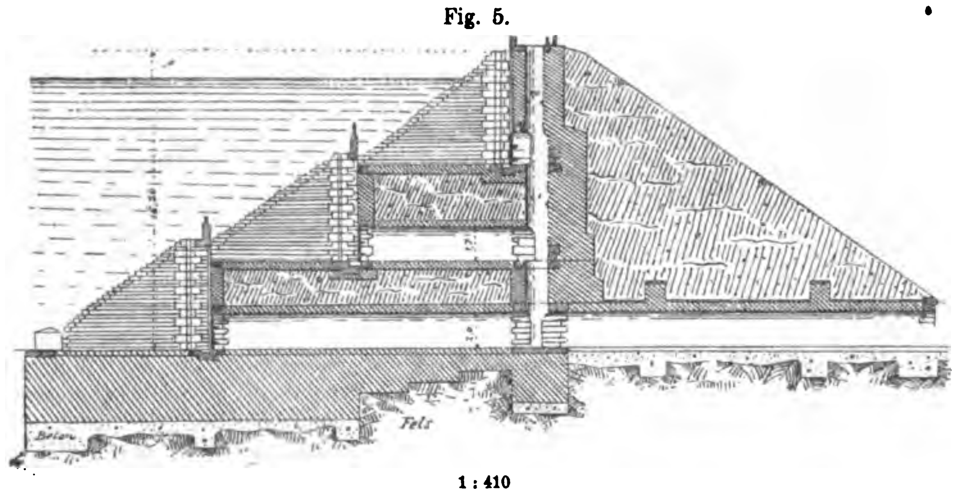
Im Aufriss (Fig. 9) ist E der Speiseablass, G der Grundablass und $'I$ der Überlauf.

Aus Fig. 9 b—9 c sind der Längenschnitt und Aufriss des Speiseablass-Kanales zu ersehen. Derselbe besteht aus einem gemauerten Durchlass, welcher von einem unter der Dammkrone befindlichen Brunnen ausgeht und durch zwei über einander befindliche Schützen verschliessbar ist, die von der Dammkrone aus gehandhabt werden können. Hiebei wird der Aufzug dadurch erleichtert, dass bei höherem Wasserstand nur die obere Schütze aufgezogen and dabei ein kleinerer Wasserdruck überwunden zu werden braucht, als wenn nur an der Sohle eineSchütze vorhanden wäre. Der Zufluss zum Brunnen wird durch zwei lothrechte Mauern frei gehalten, welche gegen den auf sie wirkenden Erddruck durch eine Anzahl Spannbögen mit einander verbunden sind.

Fig. 9 a—9 e, zeigen bezw. den Längenschnitt des Grundablasses und den Querschnitt des Überlaufes.

Am Mouche-Reservoir hat der Absperrdamm, bei gleicher allgemeiner Anordnung wie beim vorigen, eine Höhe von 22 m, eine Breite an der Basis von 340,77 m und eine Krone welche einen Fahrweg von 5 m Breite und beiderseitige Gehwege von 1 m Breite aufnimmt. Die äussere Böschung ist in gegenzeitigen lothrechten Abständen von 6 m von drei Bermen unterbrochen, welche 2 m Breite und eine Neigung von 1 : 10 haben. Die Böschungsabschnitte zwischen den Bermen haben hier von unten nach oben eine Neigung von 1 : 2 $^1/_4$, 1 : 2, 1 : 1 $^1/_4$ und 1 : 1 $^1/_2$. Die wasserseitige Böschung ist gepflastert und gleichfalls durch Bermen unterbrochen (in gegenseitigen Abständen von 2 m) und haben die einzelnen Böschungsabschnitte von unten nach oben eine Neigung von 34° 35° 36° . . bis 45°. Die Ablasse sind hier von gleicher Anordnung wie beim Liez-Reservoir.

Fig. 5.



1 : 410
Reservoir von Montobry.

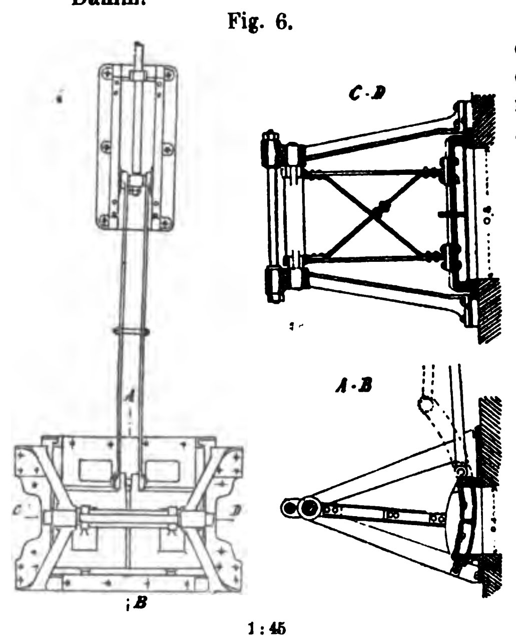
Textfig. 5 zeigt eine andere Variation eines derartigen Ablasses, mit drei über einander befindlichen Schützen (Reservoir von Montobry, am Canal du Centre,

ausgeführt 1859—61). Die Erdschüttung ist hier bis zum Felsboden niedergeführt und in denselben theilweise eingesprengt. Die Anlage für die Wasserentnahme besteht aus einem in den Damm eingebauten Brunnen von 1,1 m Dmr., welcher unten in einen mittels Schütze verschliessbaren Durchlass von 1 m Breite und 2 m Höhe ausmündet. Über diesem Durchlass befinden sich noch zwei andere mit Schützen verschliessbare Einlässe. Sämmtliche Schützen können vom Scheitel des Dammes aus gehoben werden (GC. 1895 II. N:o 678).

Taf. VI, Fig. 10—12 a. Älterer Staudamm am Torcy-Reservoir (Canal du Centre). Bei dieser Anlage ist der Erddamm auf der Wasserseite mit Mauerwerk bekleidet. Diese Anordnung hat sich in soferne nicht bewährt, als diese Mauern im aufgefüllten Boden durch ungleichförmige Senkungen beschädigt wurden und nachträglich durch Gegenpfeiler verstärkt werden mussten, welche stellenweise bis zum Dammfuss hinabreichen.

» Fig. 13. Staudamm am Torcy-Neuf-Reservoir. Dieser in neuerer Zeit (1883—87) ausgeführte Stauweiher bedeckt eine Fläche von 116 ha, hat einen Umfang von 15 km, eine grösste Stauhöhe von 14,5 m und einen Fassungsraum von 8 767 000 cbm. Der Absperrdamm besteht aus sandigem Thon (34 % Thon und 66 % Sand). Die wasserseitige Böschung ist mit einer 0,5 m starken Bruchsteinmauer von 0,25 m Dicke auf Betonunterlage von 0,25 m Dicke abgedeckt und in unter 45° geneigte Stufen von 1,5 m Höhe getheilt, welche durch 0,9 m und 2,0 m breite Bermen unterbrochen sind. Die Krone liegt 1.8 m über dem höchsten Wasserspiegel und ist mit einer Schutzmauer von 1,2 m Höhe versehen. Die Erde für die Dammschüttung wurde in Schichten von 10 cm aufgetragen, mit Kalkpulver (30 kg pro 1 cbm) vermengt, befeuchtet und mittels Dampf- und Pferdewalzen von bezw. 5000 und 1200 kg Gewicht komprimirt (auf 7,5 cm Dicke). Mit ersterer konnten 500 cbm und mit letzterer 80 cbm Erde täglich komprimirt werden. Die Verdichtung wurde als genügend angesehen wenn ein Stab von 1 qcm Querschnitt bei 100 kg Belastung nicht tiefer als 1 m eindrang. Der Preis für die Verdichtung betrug, alle Arbeiten einberechnet, 0,28 Frcs pro 1 cbm Damm.

Fig. 6.



Cylinderschütze beim Torcy-Neuf Reservoir.

Die Wasserentnahme geschieht hier aus einem gemauerten Durchlass welcher am Fusse der wasserseitigen Böschung in einen Brunnen ausmündet. Dieser Brunnen dient sowohl als Überlauf (nebst einem Überlauf an Brunnen der Dammkrone), als Speise-Ablass, als auch als Grundablass. Zu ersterem Zwecke fliesst das Wasser über die oberste Kante, während für die Ablässe an den Wänden in drei Absätzen, in gegenseitigen Entfernungen von 4,8 m, Öffnungen von 0,8 m Breite und 0,4 m Höhe angebracht sind, welche durch Cylinder-Schützen von der in Textfig. 6 ersichtlichen Anordnung geschlossen sind.

Ist F die Oberfläche der Schütze, f deren Anschlussflache, p der Wasserdruck pro Flächeneinheit, r der Halbmesser der Drehachse und R jener der Schütze sowie φ der Reibungskoefficient, so wäre bei einer gewöhnlichen Schütze gleicher Grösse die erforderliche Zugkraft $P' = \varphi p F$, während für die Cylinderschütze bei vollkommen dichtem Anschluss

$$P = \varphi p \left(F \frac{r}{R} + f \right), \text{ daher}$$

$$\frac{P}{P'} = \frac{r}{R} + \frac{f}{F}$$

Da im vorliegenden Falle

$r = 0{,}09$ m, $R = 1{,}0$ m, $f = 0{,}014$, $F = 0{,}420$ so ergiebt sich

$\frac{P}{P'} = 0{,}123$ (Vergl. ÖW. 1888 N:o 47. — NA. 1891, S. 50. — GC. 1895 II. N:o 678).

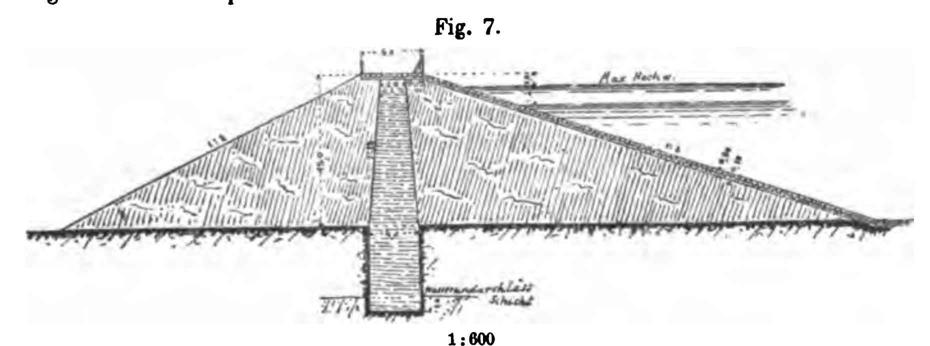
Taf. VI, Fig. 14. Gründung des Staudammes von Muley Aagoun. Da sich hier der dichte Boden erst in grösserer Tiefe befindet, wurde behufs Erreichung eines dichten Anschlusses ein Theil des Dammes in Form einer Wand von 3 m Dicke bis zu dem auf 12 m Tiefe befindlichen Felsboden niedergeführt.

» Fig. 15. Dichtung des Staudammes von Paroy (Rhein-Marne-Kanal). Der aus Mergel bestehende Dammkörper wurde auf der Wasserseite mittels einer Schicht von sandhaltigem Thonschlag abgedichtet, nebstdem am Fusse die Erdschüttung bis zu tieferen Erdschichten niedergeführt wurde und eine Dichtungsmauer vorgebaut erhielt.

» Fig. 16—16 a. Älterer englischer Staudamm mit Lehmkern (am Speise-Reservoir des Birmingham-Warwick Kanals). Die Wasserentnahme geschieht hier mittels einer eisernen Rohrleitung, welche an der äusseren Seite mittels eines Hahnes H, und auf der Wasserseite durch eine Klappe A geschlossen ist, welche von der Dammkrone aus mittels Kette und Winde bewegt wird. Durch diesen wasserseitigen Verschluss wird ein Verstopfen des Rohres durch Eindringen von Unreinlichkeiten vermieden.

» Fig. 17. Älterer englischer Staudamm mit Lehmkern und Ablass in Form eines Heberrohres, welche Anordnung gegenüber der vorigen den Vortheil hat, dass hiebei durch die Rohrleitung der Damm nicht undicht werden kann. Die Ingangsetzung des Hebers geschieht durch Auspumpen der Luft mittels einer am Scheitel angebrachten Pumpe.

Fig. 7.



1:600

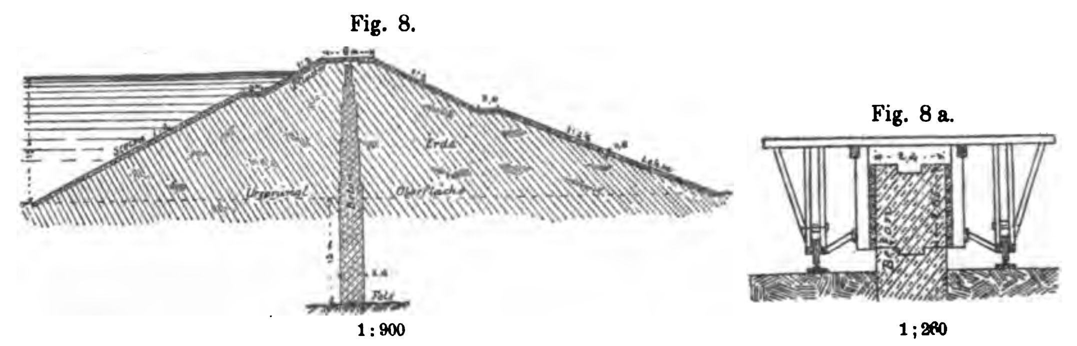
Der Wolfgraben-Staudamm der neuen Wienthal-Wasserleitung.

Nebenstehende Textfigur 7 zeigt eine neuere derartige Staudammanlage mit Lehmkern, nämlich den Wolfgraben-Staudamm bei Wien, nach dem ursprünglichen, zur Ausführung genehmigten Projekte. Der Damm hat 12 m Höhe und ca. 250 m Länge. Der in beträchtlicher Dicke ausgeführte Lehmkern ist bis in die auf ca. $5^1/_2$ Tiefe unter der Erdfläche gelegene wasserdichte Erdschicht, 1 m tief in dieselbe eingreifend, niedergeführt. Die wasserseitige Böschung und die Dammkrone

sind gepflastert. Zum Schutze gegen das Überschlagen der Wellen wurde ursprünglich statt der sonst üblichen Schutzmauer nur eine Bohlenwand projektirt (ᴗZ. 1897).

Fig. 8.

Fig. 8 a.



1:900 1;260

Sudbury-Staudamm der Wasserversorgung von Boston.

In neuerer Zeit kamen in Amerika, statt derartiger Lehmkerne auch Kerne aus Beton zur Anwendung. Eine derartige Anordnung zeigt der im Jahre 1893 erbaute Sudbury-Staudamm der Bostoner Wasserversorgung (Textfig. 8—8 a), welcher einen bis zu dem in 13 m Tiefe befindlichen Felsboden niedergeführten Betonkern von 2,4 m unterer Dicke enthält. Die Herstellung des Betonkernes geschah in Schichten entsprechend Fig. 8 a, mittels eines auf Schienen fahrbaren Gerüstes, in der Art, dass jede Schicht von 2,55 m Höhe mit einer kräftigen Verzahnung in die darunter liegende Schicht eingreift. Der Beton besteht aus einer Mischung von 1 : 2 : 5 und wurde der Kern mit Cement verputzt. Im Kerne wurden eiserne Rohre von 15 cm Weite von unten senkrecht hochgeführt, um daran später etwaige Beschädigungen bezw. Undichtigkeiten des Kernes beobachteu zu können (ZfB. 1895, Ergänz. Heft. S. 91).[1]

Taf. A, Fig. 1—1 e. Weiteres Beispiel dieser Art, die gesammte Anlage des Soutborough-Staudammes (Damm N:o 5) des Wasserwerkes von Boston darstellend. Wie aus dem Grundriss Fig. 1 zu ersehen, besteht dieser 594 m lange Staudamm aus zwei seitlichen Erddämmen und einem mittleren Überfalldamm aus Mauerwerk von 91 m Länge. Fig. 1 a zeigt den Querschnitt der Erddämme, welche einen Betonkern nebst einem Lehmkern enthalten. Ersterer ist in den Felsboden eingesprengt, hat an der Sohle und an der Krone eine Dicke von bezw. 3,0 und 0,6 m und ist auf der Wasserseite mit Cement verputzt. Der Überfalldamm (Fig. 1 b) besteht aus Bruchsteinmauerwerk mit Quaderverkleidung und ist gleichfalls in den Felsen eingesprengt. Die Wasserentnahme geschieht aus einem dreitheiligen Brunnen (Fig. 1 e) mit je einem in einer Betonbettung eingelegten Ablaufrohr von 1,2 m Dmr. (Engg. Nws. 1895, April).

» Fig. 2—2 c. Staudamm der Wasserleitung von Scutari-Kadikeui, ausgeführt im Jahre 1890. Derselbe hat eine Länge von 314 m, wovon 175 m auf einen Erddamm, 83 m auf einen Steindamm und in dessen Verlängerung 56 m auf einen gemauerten Überlauf entfallen (Fig. 2). Der Erddamm (Fig. 2 a) hat eine doppelte Dichtung, bestehend aus einem bis zum Felsboden niedergeführten Lehmkern von 3 m Dicke in der Höhe der Erdfläche, 1,0 m an der Krone und 1,2 m an der Sohle, und einem ca. 2 m unter den Böschungen durchgehenden Lehmschlag, dessen Dicke auf der Wasserseite von oben nach unten von ca. 0,4 m bis 1,0 m zunimmt. Die Wasserentnahme geschieht entsprechend Fig. 2 c, aus einem mit mehreren Schleusen von 800 m Dmr. versehenen Brunnen.

---

[1]) Einen ebensolchen Kern aus Bruchsteinmauerwerk zeigt die später besprochene neue Croton-Thalsperre bei New-York (Taf. A, Fig. 4 b).

Taf. **VI**, Fig. 18—18 b. Staudamm am Reservoir von Orédon, welcher auf der wasserseitigen Böschung mit einer gepflasterten Betonschüttung gedichtet ist. Unmittelbar unter dem Pflaster befindet sich eine ca. 0,7 m dicke Schicht von Asphaltbeton, worauf der Cementbeton, in einer von oben nach unten, von 0,6 bis 2,0 m zunehmenden Dicke, folgt. Unter dieser Betonschüttung befinden sich Steindrains, welche das allenfalls durchsickernde Wasser in einen Sammelkanal *C* ableiten, und so dessen Eindringen in das Erdrech verhindern sollen.

Im Allgemeinen erscheint eine solche blosse Betondichtung an der wasserseitigen Böschung weniger zweckmässig als die vorigen Anordnungen, da durch die Setzungen des Dammes diese Betonschicht leicht undicht wird (leichter als eine solche Schicht aus Lehm oder ein Lehm- oder Betonkern), wie dies die Erfahrung, beispielsweise am Torcy-Reservoir gezeigt hat.

Diese Anlage befindet sich am Ablauf des Neste-Flusses aus dem See von Orédon, und bezweckt eine Regelung des Abflusses zur Vermeidung von Überschwemmungen und zur Verschaffung einer stets genügenden Wassermenge zu industriellen und landwirtschaftlichen Zwecken. Vorher pflegte der Fluss zur Sommerzeit meistens trocken zu sein.

Staudämme aus Trockenmauerwerk, mit und ohne Holzgerippen.

Solche hauptsächlich in Amerika verwendete Trockenmauer-Staudämme haben die gleiche Anordnung wie die gleichartigen, im I. Theile dieses Werkes beschriebenen Wehre. Deren Dichtung geschieht durch Anbringung eines wasserdichten Bohlenbelages auf der wasserseitigen Böschung.

Gegenüber Erddämmen haben diese Anlagen den Vortheil stellenweiser leichterer Zugänglichkeit des Materials, einfacherer Ausführung, sowie dass sie von durchsickerndem Wasser nicht so leicht zerstört werden wie Erddämme. Dagegen haben dieselben den Nachtheil der Schwierigkeit einer genügenden Abdichtung bezw. der Vermeidung grösserer Wasserverluste, und den Nachtheil, dass die Holztheile einer baldigen Zerstörung durch Fäulniss ausgesetzt sind.

Taf. **VI**, Fig. 19. Kleiner Staudamm am s. g. Bowman-Reservoir in Californien, bestehend aus einem Holzgerippe mit Steinfüllung (Crib-work) auf Felsboden. Die grösste Wassertiefe beträgt hier 14,4 m. Der Bohlenbelag ist in der Längenrichtung des Dammes auf Querhölzern befestigt.

Ein zweiter grösserer Bowman-Damm hat eine Höhe von 31 m, eine Kronenlänge von 129,5 m, und kostete M. 528,000 (CBl. 1890, S. 133).

» Fig. 20. Californischer Staudamm (»Englischer Damm«) bestehend aus einer Kombination von Holzgerippe mit Steinen *c*, unregelmässiger Steinschüttung ohne Holz *b* und geschichtetem Trockenmauerwerk *a*. Die Abdichtung besteht hier ausser dem Bohlenbelage *d* auch noch aus einer bis zur halben Dammhöhe reichenden Erdschüttung *e*. Der Boden besteht aus hartem Schiefer.

» Fig. 21. Californischer Staudamm aus geschichtetem Trockenmauerwerk und einem Kern von unregelmässiger Steinschüttung ohne Holzgerippe. Der Bohlenbelag hat eine Stärke von 7 cm und ist auf Querbalken von 30 cm Stärke ausgelegt. Die grösste Höhe des Dammes beträgt 23 m die Kronenbreite 2 m und die grösste Wassertiefe 21,4 m.

Von gleicher Art war der im Jahre 1890 zerstörte Walnut-Grove Damm in Nordamerika (im Hassayampa-Flusse, Arizona, unterhalb Prescott). Derselbe hatte eine Höhe von 33,5 m, eine Dicke von 3,1 m an der Krone und von 43 m an der Basis, bei einer inneren und äusseren Anlage von bezw. 1 : 0,5 und 1 : 0,6. Bei der Herstellung wurden auf eine Dicke von 6,1 m unter den Böschungen die grösseren Steinblöcke möglichst in Verband gelegt, während das Innere aus einer Schüttung von kleineren Steinen bestand. Die Innenseite war mit doppelten Bohlen von 7 $^1/_2$ cm Stärke in der Art bekleidet, dass die untere Lage an wagrechten Hölzern von 20×20 cm Querschnitt und 0,9 m lichtem Abstand befestigt und letztere mit schrägstehenden Rundhölzern verkämmt und verbolzt waren. Vor dem Aufbringen des oberen Belages wurde der untere mit Kalkmilch getüncht und mit Theerpappe überzogen. Die obere Bekleidung wurde zunächst auch mit Kalkmilch und dann mit heissem Theer gestrichen, worauf eine doppelte Lage von Theerpappe aufgenagelt wurde. Nichtsdestoweniger leckte der Damm bei der ersten Füllung beträchtlich, wonach aber in der Folge die Undichtigkeit erheblich abnahm. Die Anlagekosten betrugen M. 440,000.

Als Ursache des Bruches wurde die Unzulänglichkeit des Fluthabflusses angenommen, infolge dessen das Fluthwasser den Damm überströmt und die äussere Steinbekleidung fortgerissen hätte. Hiebei sollen 150 Menschen das Leben verloren haben (CBl. 1890, S. 133).

Gemauerte Staudämme (Staumauern).

Die Staumauern werden meistens aus Bruchsteinmauerwerk mit Quaderverkleidung in Cementmörtel hergestellt. Dieselben erhalten ein Querprofil von sehr verschiedener seitlicher Begrenzung, bestehend in einfachen oder gebrochenen Ebenen, abgetreppten, konkav oder konkav und konvex gekrümmten Flächen.

Behufs Erreichung genügender Dichtigkeit und Standfestigkeit müssen gemauerte Staudämme auf festem und wasserdichtem Boden gegründet, also in der Regel bis zum festen Felsboden niedergeführt sein.

Taf. A, Fig. 3—3 a zeigt ein Beispiel der Folgen der Ausserachtlassung dieser Regel, nämlich die Unterspülung einer Reservoirmauer der Wasserversorgung von Saint-Louis. Es ist dies eine Scheidemauer zwischen zwei Reservoiren, welche auf durchlässigen Sand- und Schlammboden gegründet wurde, welcher an der Oberfläche eine wasserdichte Abdeckung erhielt, bestehend aus einer Thonschicht von 0,45 m Dicke und darauf einer Betonschicht von 0,152 m Dicke. Der Durchbruch erfolgte in der Nacht vom 12. Oktober 1895 als das eine Reservoir gefüllt und das andere leer war. Das Wasser drang unter der Mauer durch und bildete einen Kolk von 3,65 m Tiefe und 18,6 m Breite. Wie aus den Figuren zu ersehen blieb die Mauer über dem Kolke unbeschädigt hängen. Die Wiederherstellung geschah durch Ausfüllung des Kolkes mit Mauerwerk (Engg. Nws. 1895 II.—GC. 1896 I., S. 285).

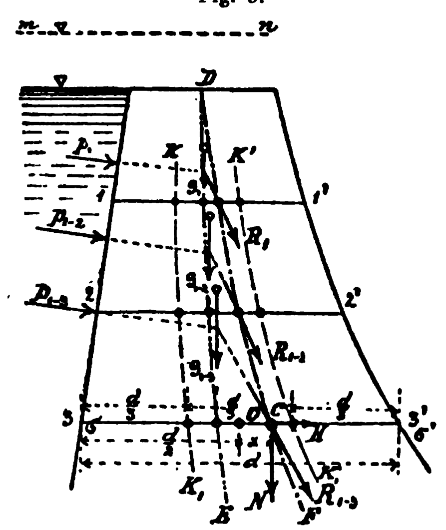
Das Querprofil muss ferner so bemessen sein, dass die Mauer genügend standfest ist gegen Umkippen und gegen Verschieben, sowohl an der Basis als auch an irgend einer anderen Stelle, nebstdem in sämmtlichen Fugen eine genügende Dichtigkeit gegen das Eindringen des Wassers vorhanden sein soll.

Unter Voraussetzung einer sorgfältigen Ausführung genügen hiefür erfahrungsgemäss ungefähr folgende Dimensionen. Bezeichnet h die grösste Wasser-

tiefe, so soll die Höhe der Mauer $H = 1{,}1\,h$, die Kronenbreite $b = 1{,}5 + 0{,}1\,h$ Mtr. und die Breite an der Basis $B = 1{,}5 + 0{,}45\,h + 0{,}01\,h^2$ Mtr. betragen (Rh.).

Bei Annahme eines Profils ist sodann stets noch eine besondere Untersuchung der Standfestigkeit und Sicherheit gegen das Durchdringen des Wassers erforderlich. Zu dem Zwecke wird die Mauer als ein im Boden eingespannter elastischer Körper betrachtet, welcher einem Wasserdrucke, entsprechend dem höchsten möglichen Wasserstande, ausgesetzt ist, und bei dem zur Vermeidung von Undichtigkeiten durch Öffnen von Fugen nirgends Zugspannungen, und Druckspannungen von höchstens 8 bis 10 kg/qcm zulässig sein sollen. Die bezügliche Untersuchung geschieht in bekannter Weise durch Ermittlung der Drucklinien für gefülltes und ungefülltes Reservoir.

Fig. 9.



Wird zu dem Zwecke bei gefülltem Reservoir [1]) das Profil in wagrechte Schichten von etwa 1 bis 2 m Höhe getheilt (Textfig. 9) und für jede der so erhaltenen Fugen 1—1′, 2—2′, 3—3′.. die Resultante R_1, R_{1-2}, R_{1-3} ... aus dem Gewichte des oberhalb befindlichen Mauertheiles und dem auf denselben wirkenden Wasserdrucke p_1, p_{1-2}, p_{2-3} .. für die Längeneinheit der Mauer bestimmt, so sind deren Schnittte mit den fragl. Fugen, Punkte der Drucklinie *DF* für das gefüllte Reservoir. Wird z. B. bei der Fuge 3—3′ die bezügliche, im Punkte *C* angreifende Resultante R_{1-3} in zwei Komponenten *N* und *H*, bezw. normal und parallel zu 3—3′ zerlegt, und mit *d* die Breite der Fuge, mit *x* der Abstand des Punktes *C* vom Mittelpunkte *O* der Fuge, mit σ die specif. Druckspannung am wasserseitigen Ende der Fuge bei 3 und mit σ' jene am äusseren Ende bei 3′ bezeichnet, so ist nach den Regeln der Elasticitätslehre

$$\sigma = \frac{N}{d} - \frac{Nx}{\frac{1}{6}d^2} = \frac{N}{d}\left(1 - \frac{6x}{d}\right).$$

Es ist daher $\sigma \gtreqless 0$, wenn $x \lesseqgtr \frac{d}{6}$, d. h. es ensteht keine Zugspannung bei 3, so lange der Punkt *C* (bei Beachtung dass derselbe rechts oder links von *O* liegen kann) im mittleren Drittel der Fuge 3—3′ liegt. Sollen daher Zugspannungen vermieden werden, so muss die Drucklinie *DF* im mittleren Drittel des Profils liegen.

[1]) unter Annahme des Wasserstandes bis zur Mauerkrone, event. auch entsprechend höher (m n), unter Voraussetzung eines ungewöhnlichen, über die Mauerkrone reichenden Wasserstandes.

Um jedoch das Eindringen des Wassers in allfällige, durch Temperaturunterschiede ete. entstehende Mauersprünge zu verhindern ist es nicht genügend dass $\sigma = 0$ sei, sondern soll es den **Wasserdruck an dieser Stelle entsprechend übersteigen.**

An der Aussenseite ist analog

$$\sigma' = \frac{N}{6}\left(1 + \frac{6x}{d}\right) \lesseqgtr 8 \text{ bis } 10 \text{ kg/qcm}.$$

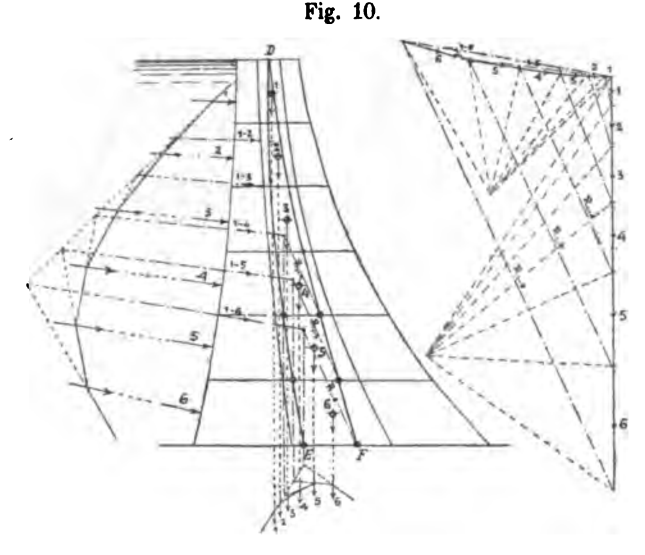
In gleicher Weise werden die Spannungsverhältnisse in der Mauer bei leerem Reservoir, also unter blosser Einwirkung des Eigengewichtes der Mauer untersucht, und muss die bezügliche Drucklinie DE gleichfalls innerhalb des mittleren Profildrittels liegen.

Die Besfimmung der Drucklinien geschieht am besten graphisch, unter Benutzung des Seilpolygons, entsprechend dem in nachstehender Textf. 10 ersichtlichen Verfahren.

Ausserdem soll zur Sicherheit gegen Verschiebung, wenn f der Reibungskoefficient,

$fN > H$, worin f etwa $= 0{,}7$ angenommen werden kann.

Fig. 10.



Zur Erhöhung des Widerstandes gegen Verschiebung ist es zweckmässig die Fugen möglichst winkelrecht zur Drucklinie anzuordnen (vergl. Textfig. 11). Auch ist es zweckmässig der Staumauer im Grundriss die Form eines nach der Wasserseite zu gebogenen Gewölbes zu geben, wodurch sowohl durch die Wirkung des Gewölbes ein grösserer Widerstand gegen den Durchbruch erreicht, als auch die Bildung von Rissen durch die Einflüsse der Temperatur vermieden wird.

Geradlinige Staumauern werden nämlich durch die Wirkung des Wasserdruckes und der grösseren Erwärmung der Aussenfläche immer etwas ausgebaucht, wodurch an der Aussenfläche Zugspannungen bedingt sind, bezw. Risse entstehen können. [1])

Behufs Wasserentnahme und Entleerung des Stauweihers werden auch bei

[1]) Vergl. »Über Berechnung von Thalsperren», von Intze, DB. 1875.

Staumauern ähnliche Ablässe und zum Ablassen des überschüssigen Wassers Überläufe gleicher Art wie bei den Erddämmen angewendet, nebstdem man aber hier das Wasser auch über die Dammkrone abfliessen lässt (vergl. Textfig. 39 im I. Theil dieses Werkes). Bei heftig ansteigenden Gewässern werden die Überläufe auch mit Klappen versehen welche im Augenblicke der Gefahr von Hand oder selbstthätig geöffnet werden (vergl. Textf. 35 & 61 im I. Thl.). Statt Ablässen in der Mauer können auch hier behufs grösserer Sicherheit seitwärts angelegte, im Gebirge ausgesprengte Ablass-Tunnel zur Anwendung kommen.

Taf. **VI**, Fig. 22. Beispiel einer kleineren Staumauer mit trapezförmigem Querschnitt (Reservoir von Sonzier bei Montreaux). Dieselbe hat sich als ungenügend stark erwiesen und wurde im Jahre 1888 durchbrochen, als in Folge von versäumten Ablassens das Wasser bis zur Mauerkrone stieg.

» Fig. 23—23 b. Staumauer von Gros-Bois (Frankr.). Das Profil ist hier auf der Wasserseite abgetreppt und auf der Thalseite mit $^1/_{10}$ Anlage geböscht. Diese Mauer wurde auf thonigen Boden gegründet, durch dessen Erweichung beim Füllen des Reservoirs die Mauer im Fundamente um 0,045 m verschoben wurde. Da sich hiebei überdies an der Mauer eine nach der Entleerung zwar zum grössten Theil wieder verschwundene Durchbiegung zeigte, so wurden nachträglich die in Fig. 23 b & Fig. 23 c ersichtlichen Verstärkungspfeiler in gegenseitigen Abständen von 40 m vorgebaut.

Taf. **VI**, Fig. 24. Staumauer von Puentes (Spanien). Diese im Jahre 1885 erbaute, ungewöhnlich starke Mauer kam an Stelle einer anderen, welche im Jahre 1802 eingestürzt war, wobei 680 Menchen das Leben verloren und 800 Gebäude zerstört wurden. Der bezügl. Schaden wurde auf M. 4,400,000 berechnet.

» Fig. 25. Staumauer & Gileppe in Belgien. Dieser Stauweiher hat einen Inhalt von 22 Millionen cbm und liefert das nöthige Wasser für die Tuchfabriken von Verviers. Diese Mauer zeichnet sich gleichfalls durch ungewöhnlich starke Dimensionen aus und hat beiderseitige Überfälle von 35 m Breite und 2 m Tiefe unter der Mauerkrone.

» Fig. 26. Alte Staumauer von Habra (Algier) mit konkaver Begrenzung des Profils auf der Wasserseite und ebener Begrenzung auf der Thalseite, hat eine Länge von 480 m, eine grösste Höhe von 35,6 m, eine Dicke an der Krone von 4,3 m und an der Basis von 31,1 m und eine Maximalfassung von 30 Mill. cbm. Dieses Bauwerk wurde im Jahre 1881 zerstört, als der Wasserstand die normirte, der statischen Berechnung zu Grunde gelegte höchste Grenze um 2,2 m überstieg und um 0,6 m über der Mauerkrone stand. Die Zerstörung geschah auf eine Länge von 110 m durch Abbruch der obersten 10 m. Hiebei sollen 850 Menschen das Leben verloren haben (vergl. DB. 1882, S. 14).

» Fig. 27. Staumauer am Furens bei St. Etienne (Frankr.), mit beiderseitigen konkaven Profilbegrenzungen. Es ist dies eine sehr zweckmässige, in neuerer Zeit vielfach angewendete Form. Der obere Theil erscheint jedoch hier im Verhältniss zum unteren etwas zu schwach.

Taf. **A**, Fig. 4—4 b. Die neue Croton-Thalsperre für die Wasserleitung in New-York, welche im gemauerten Theil von gleicher Art ist wie die vorige. Die Anlage bezweckt die Absperrung des Croton-Flusses, 5 km oberhalb dessen Mündung in den Hudson, und besteht aus einer mittleren Sperrmauer von 185 m Länge, einem Erddamm von ca. 150 m Länge an dem einen, und einem Überfall von 310 m Länge am anderen Ufer (Fig, 4). Die Sperrmauer besteht aus Bruchsteinmauerwerk mit Quaderverkleidung mit den in Fig. 4 a ersichtlichen Abmessungen. Die Krone

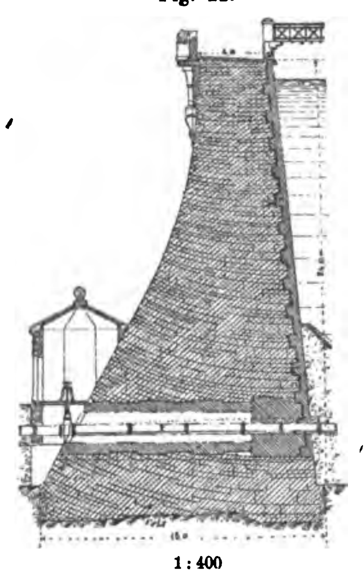
bildet eine Fahrbahn von 5,43 m Breite, welche 4,3 m über dem normalen Wasserspiegel sich befindet und theilweise von Auskragungen mit Konsolen getragen wird. Diese bilden zugleich ein gefälliges Abschlussgesimse der Mauer (vergl. Fig. 4). Der Erddamm überragt noch die Mauerkrone um 3,05 m, somit den normalen Wasserspiegel um 7,35 m und hat einen Kern von Bruchsteinmauerwerk (Fig. 4 b) (Engg. Nws. 1892—CBl. 1893, S. 103).

In neuerer Zeit wurde jedoch auf der Wasserseite statt der konkaven meistens eine ebene Begrenzung des Profils mit geneigter oder lothrechter Lage, vorgezogen.

Eine mustergiltige neuere Anlage dieser Art ist die von Prof. O. Intze im Jahre 1891 ausgeführte Staumauer im Eschbachthale für das Wasserwerk von Remscheid (Textfig. 11). Dieselbe hat eine Länge von ca. 165 m, eine Höhe von rd. 25 m und eine Dicke an der Krone und der Basis von bezw. 4 m und 15 m. Der Überlauf hat eine Länge von 20 m.

Im Grundriss ist die Mauer nach einem Halbmesser von 125 m gekrümmt, um den Bewegungen des Mauerwerks durch den Druck und die Temperatureinflüsse den nöthigen Spielraum zu lassen, ohne die Bildung von Rissen befürchten zu müssen, und um durch den Ringdruck sowohl eine grössere Sicherheit als auch eine besondere Dichtigkeit in den Anschlüssen an die Thalwände zu erzielen [1].

Fig. 11.



1:400

Staumauer im Eschbachthale für das Wasserwerk von Remscheid.

Das Material der Mauer besteht aus Lenneschiefer von vorzüglicher Beschaffenheit (wetterfest und bis 2000 kg/qcm Festigkeit). In der ganzen Mauer sind die Schichten an jeder Stelle nahezu rechtwinklig zu den Kraftrichtungen angeordnet, was in Anbetracht der faktisch beobachteten Verschiebungen an derartigen Mauern, zur Sicherheit wesentlich beiträgt. Auf der Wasserseite erhielt die Mauer eine Abdichtung *m m* durch Cementverputz mit doppeltem Anstrich aus Goudron und Holzcement und darauf zum Schutze dieser Abdichtung eine Verblendung in Ziegeln *n n* von $1^1/_2$ und $2^1/_2$ Stein Stärke. Als diese Abdichtung noch nicht bis zur vollen Höhe ausgeführt war, hat es sich gelegentlich einer Probefüllung gezeigt, dass, so lange der Wasserstand nicht über die Abdichtung reichte, die Mauer auf der Luftseite vollkommen trocken blieb, sobald es aber darüber hinaus stieg, zeigte sich in wenigen Tagen die Mauer auf der Luftseite gleichmässig feucht, wenn auch ein Durchrieseln des Wassers in geschlossenen Fäden nicht beobachtet wurde.

Zur grösseren Sicherheit eines dichten Anschlusses an den Boden ist die Mauer auf der Wasserseite fast bis zur halben Höhe mit einem abgepflasterten Lettendamm hinterfüllt.

Die Wasserentnahme geschieht durch zwei schmiedeiserne geschweisste Rohre *k* von 500 und 350 mm Dmr. und 20 mm Wandstärke. Dieselben gehen von einem Sammelthurm aus, welcher in etwa 11 m Abstand von der Mauer im Thalbecken errichtet und durch eine Brücke von der Mauerkrone aus zugänglich ist (ZdI, 1895, S. 639).

Taf. A, Fig. 5—5 c. Thalsperre im Jaispitzbach bei Jaispitz in Mähren.

---

[1]) Es wurde nach der Ausführung ein grösstes Ausweichen von 27 mm durch den Wasserdruck und von 22 mm durch die Einwirkung der Sonne beobachtet.

Diese im Jahre 1894 von Prof. A. Friedrich ausgeführte Anlage ist von gleicher Art wie die vorige, bezweckt jedoch in erster Linie, als s. g. Retensionsreservoir die Regelung der Hochwässer zur Vermeidung von Überschwemmungen durch den Jaispitzbach. Zu dem Zwecke soll es in der Regel nur theilweise gefüllt gehalten werden, um bei herankommendem Hochwasser mit dem ganzen Fassungsraum rückhaltend (retensiv) wirken zu können. Es soll aber ausserdem auch das zur Bewässerung von Länderien erforderliche Wasser liefern.

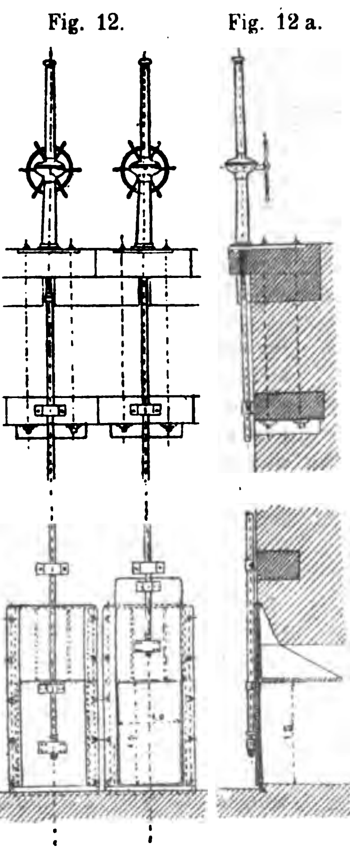
Die Fundamente wurden hier bis zu dem bis auf 6 m Tiefe liegenden Gneisfelsen niedergeführt. Das Material besteht aus Gneis und Gneisgranit und Mörtel aus 1 Thl. Portland Cement, 2 Thl. Roman Cement und 6 Thl. Sand. Die maximale Kantenpressung beträgt 5 kg/qcm. Die Ausführung geschah in der Art, dass keine durchgehenden Lagerfugen entstanden, indem man grössere Blocke in die nächste Mauerschicht durchgreifen liess.

Wie aus dem Grundriss Fig. 5 zu ersehen, ist auch diese Mauer in ihrer Längenrichtung gebogen. Fig. 5 a, 5 b, 5 c zeigen die Anordnung des Grundablasses. Um im Falle des Versagens der Grundablassschützen ein Überfluthen der Mauer zu verhüten, wurde nebst einem offenen Überlauf auf der einen Seite, am anderen Ende der Mauer ein Überfallwehr in zwei Öffnungen von 6 m lichter Weite angelegt und mit Klappenaufsätzen von 1,5 m Höhe versehen, welche im Falle der Gefahr plötzlich geöffnet werden können. Die Anordnung dieser Klappen ist im I. Thl. dieses Werkes aus Textfig. 61 zu ersehen (ÖM. 1895, S. 177).

Taf. B, Fig. 1—1 b. Thalsperre von Weirowitz in Mähren (nach dem im Jahre 1895 zur Ausführung genehmigten Projekte von Prof. A. Friedrich). Diese Anlage ist gleichfalls ein Retensions-Reservoir mit gleichem Zwecke wie das vorige. Die Mauer sollte auch hier bis zum festen Felsen niedergeführt werden und die in Fig. 7 a ersichtliche Profilform erhalten. Als Grundablass wurde hier ursprünglich zur grösseren Sicherheit der in Fig. 1 b ersichtliche, seitlich durch den Felsen zu treibende Entlastungsstollen gedacht, dessen Einlaufmündung mittels drei Schützen von nebenstehender Anordnung (Textfig. 12—12 a) geschlossen werden sollte.

Zur Sicherheit gegen ein event. Überfluten der Dammkrone wurde hier gleichfalls nebst einen offenen Überlauf ein mittels Dammbalken geschlossenes Überfallwehr mit 4 Öffnungen von 6 m lichter Weite gedacht (Fig. 1), dessen Anordnung aus Textfig. 53, S. 102 im I. Theil zu ersehen ist. Wegen der grösseren Stauhöhe wurden hier statt Klappen Dammbalken gewählt (ÖM. 1895).

» Fig. 2—2 c. Die Cristal Springs-Thalsperre der Wasserversorgung von San Francisco. Dieselbe zeigt die gleiche allgemeine Anordnuug bezüglich der Grundriss- und Querschnittsform wie die vorigen Beispiele, zeichnet sich aber durch eine eigenthümliche Ausführungsweise der Mauer aus, sowie durch die Art der Wasserentnahme. Die hohen Arbeitslöhne der Maurer und Steinmetze (27,3 Mk. Tageslohn nebst voller Verpflegung) bei Inangriffnahme des Bauwerks (1887) veranlassten die Bauleitung von der gewöhnlichen Bauweise in Bruchsteinmauerwerk abzusehen und



Grundablass der Thalsperre von Weirowitz.

die Mauer aus Beton in Form von in einander greifenden Blöcken auszuführen, wobei gewöhnliche Handlanger verwendet werden konnten. Die Mauer ist auf festen Felsen gegründet und durch eingearbeitete treppenartige Absätze mit demselben in innige Verbindung gebracht. Die aus 1 : 2 : 6 Beton bestehenden Blöcke hatten im Grundriss eine T förmige Gestalt (Fig. 2) und wogen bei 9 bis 12 m Seitenlänge und 2,5 bis 3 m Dicke bis zu 600 t. Dieselben wurden in der in Fig. 2 ersichtlichen Weise hergestellt, indem zuerst die sämmtlichen schwarz bezeichneten Blöcke in Angriff genommen wurden, worauf die schraffirten in der Reihenfolge zur Ausführung kamen. Hiebei blieb jeder Stein der ersten Reihenfolge vorher etwa 8 Tage unberührt stehen, behufs völliger Erhärtung. Schliesslich wurden die weiss bezeichneten Steine eingefügt. Durch zahnartige Gestaltung der Oberfläche kam jeder Stein mit den angrenzenden Steinen in festen Zusammenhang (Fig. 2).

Die Wasserentnahme geschieht hier durch einen seitwärtz an der Berglehne ausgesprengten und ausgemauerten Stollen (Fig. 2—2 c) und ein von demselben emporsteigendes, in einem gemauerten Schacht eingeschlossenes gusseisernes Standrohr, welches in drei verschiedenen Höhen mit Einlassöffnungen A, B, C versehen ist. Jede der zu diesen Öffnungen führenden Leitungen kann im Standrohr durch einen Schieber geschlossen werden. Behufs allfälliger Reparaturen an den Schiebern können die unter Wasser gelegenen Einlassöffnungen durch Hauben geschlossen werden, welche von einem Prahm aus versenkt werden. Von diesen Einlassöffnungen sollen die unteren im Sommer, wenn die oberen Wasserschichten erhitzt sind, und die oberen bei Regenzeiten, wenn die unteren Schichten schlammig sind, verwendet werden.

Das Wasser wird durch eine etwa 38 km lange genietete schmiedeiserne Rohrleitung nach San Francisco geleitet. Die Anlagekosten dieser Thalsperre wurden auf etwa $9^1/_4$ Millionen Mk. veranschlagt (CBl. 1891, S. 14).

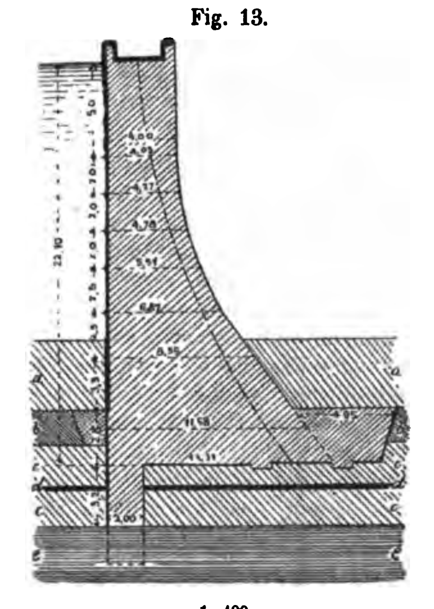
Taf. B, Fig. 3. Staumauer in der Füelbecke bei Altena, ausgeführt 1891 von Prof. O. Intze. Das Querprofil hat hier auf der Thalseite die gleiche konkave Begrenzung wie in den vorigen Fällen, während sie auf der Wasserseite jedoch aus einer geneigten und einer lothrechten Ebene besteht. Behufs dichten Anschlusses an den Felsboden wurde auch hier eine Letten Hinterfüllung angewendet. Die Mauer besteht aus Lenneschiefer und Grauwacke mit Trassmörtel, mit 1 bis 1,5 m starker Haustein-Verblendung.

Um das allenfalls durchsickernde Wasser unschädlich zu machen wurden hier im Innern der Mauer, in gegenseitigen Entfernungen von 2 m die in der Figur ersichtlichen Drainröhren von 55 mm Dmr. eingemauert, welche unten in Sammeldrains von 100 mm Dmr., und diese wieder in einen Ablassstollen ausmünden. Um auch das Eindringen von Tagewasser auf der Luftseite unschädlich zu machen und einen gegen mechanische Einwirkungen möglichst widerstandsfähigen Fugenputz zu erhalten, wurden hier die Fugen auf 3 bis 4 cm Tiefe ausgekratzt, im Grunde mit Asphalt und Holzcement zweimal heissgestrichen und mit Cementmörtel ausgefugt (ZdI. 1895, S. 644).

Die nachstehende Textfig. 12 zeigt eine neuere Staumauer mit lothrechter innerer und konkaver äusserer Begrenzung, nämlich jene des Reservoirs von Bouzey in Frankreich in der ursprünglichen Form vor ihrer Zerstörung. Diese im Thale des Flusses Avière ca. 7 km von Epinal gelegene Anlage hat zum Zwecke die Speisung des Ost-Kanals, wofür der Fluss durch diese in den Jahren 1879—82 erbaute Mauer von ungef. 500 m Länge in gerader Linie abgesperrt wurde. Der hiedurch gebildete Stauweiher erhielt eine Wasserfläche von 128 ha und einen Fassungsraum von 7 Millionen cbm, was genügend ist für eine Zeit von 6 Monaten während welcher der Verkehr auf dem Kanal jährlich stattfindet. Der Boden besteht an jener Stelle oberst aus Alluvium (a), worauf folgt eine Schieferschicht (b), so dann weicher Buntsandstein (c) mit einer eingebetteten Thonschicht (d) und

darauf fester Buntsandstein (e). Aus Ersparungsrücksichten wurde das Fundament nicht in der ganzen Breite der Basis bis zum festen Bundsandstein nieder-

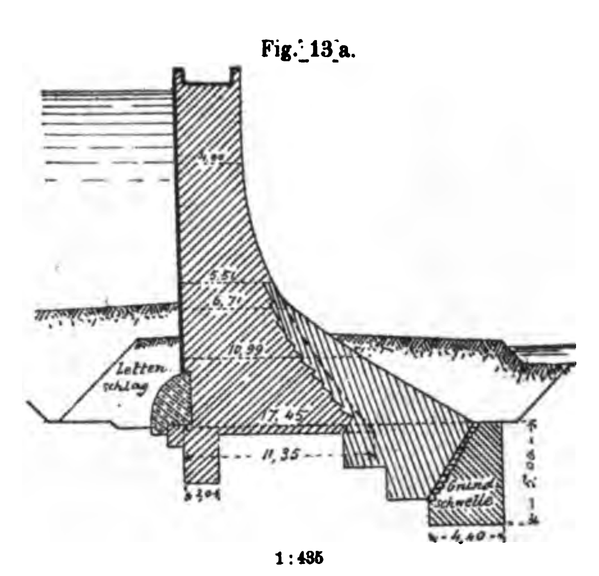
Fig. 13.



1 : 400

Thalsperre von Bouzey.

Fig. 13 a.



1 : 435

Verstärkung der Thalsperre von Bouzey.

geführt, sondern nur eine Dichtungsmauer von 2 m Dicke auf der Wasserseite, während der übrige Theil der Mauer auf dem oberhalb gelagerten, von der Thonschicht durchzogenen weichen Bundsandstein gegründet wurde (wiewohl nur noch $3^1/_2$ m bis zum festen Felsen fehlten). Als daher der Stauweiher im Jahre 1884 zum ersten Mal bis zu einer Höhe von $3^1/_2$ m unter der Mauerkrone gefüllt wurde (13 m über dem natürlichen Boden, 3 m tiefer als das zulässige Maximum) verschob sich die Mauer auf 135 m Länge, so dass die Ausbauchung in der Mitte 0,37 m betrug. Hiebei wurde obgenannte Dichtungsmauer stellenweise losgerissen und erlitt in ihrem Zusammenhang solche Verschiebungen, dass dadurch ein täglicher Wasserverlust von ca. 30,000 cbm eintrat.

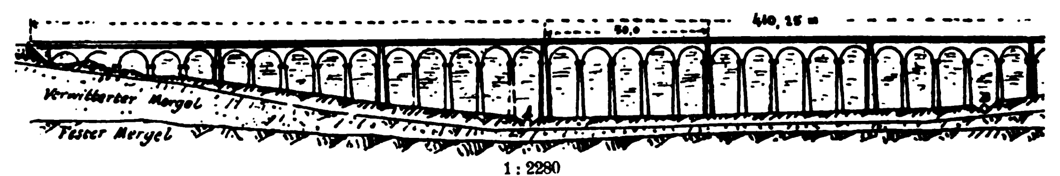
Infolge dessen wurde die Mauer in den Jahren 1888—89 in der in Textfig. 13 a ersichtlichen Weise verstärkt. Während aber bei der darauf erfolgten Füllung bis zu 1 m Höhe unter der Mauerkrone weitere derartige Verschiebungen nicht mehr beobachtet wurden, erfolgte am 27. April 1895 — wahrscheinlich infolge eines noch höheren Wasserstandes — ein Durchbruch in der Weise, dass die im oberen Theil augenscheinlich zu schwache Mauer [1]), hier auf eine Länge von 150 m abgebrochen wurde. Hiebei wurden durch die in das Thal niedergestürtzten Wassermassen vier Ortschaften überfluthet und sollen dabei ungef. 100 Menschenleben verloren gegangen sein. Der angerichtete Schaden soll ca. 40 Millionen Frcs betragen haben [2]). (ÖM. 1875—CBl. 1895—DB. 1895—Schw. Bztg. 1895)

Von gleicher Art ist die gleichfalls in neuerer Zeit (1885—90) ausgeführte S t a u m a u e r der M o u c h e (Textfig. 14—14 b), die jedoch im oberen Theile verhältnissmässig viel stärker gebaut und auf festem Mergelboden gegründet ist. Dieselbe ist zur Versorgung des Marne-Saône-Kanals angelegt, hat eine Länge von

1) Wie ans der Lage der in Fig. 13 eingezeichneten Drucklinie zu ersehen.

2) Die Anordnung des Ablasses dieser Thalsperre ist aus Taf. VII, Fig. 1 zu ersehen.

Fig. 14.



1 : 2280

Fig. 14 a. Fig. 14 b.

1 : 500 1 : 470

Staumauer der Mouche.

410,25 m und einen Fassungsraum von 8,648,000 cbm. Die Krone dient hier als Fahrstrasse und hat eine Breite von 7 m, zu welchem Zwecke der obere Theil als Viadukt mit 40 Bögen von je 8 m lichter ausgeführt ist. In gegenseitigen Entfernungen von 50 m wurden überdies noch besondere Verstärkungspfeiler vorgebaut. Hiedurch wurde sowohl eine grosse Standfestigkeit als auch eine vortheilhafte architektonische Wirkung erreicht. Ungünstig ist es nur dass auch diese Thalsperre im Grundriss in gerader Linie erbaut wurde.

Die beiden Ablässe A und B (Fig. 14) haben die in Fig. 14 b ersichtliche Anordnung, besthehend aus einem an die Mauer angelehnten halbcylindrischen Brunnen, der aussen die Form eines halben Zehnecks hat und durch vier in verschiedenen Höhen, angebrachte Schützen mit 4,5 m gegenseitiger lothrechter Entfernung, geschlossen ist. Die Schützen haben eine Breite von 0,8 m und eine Höhe von 1,0 m.

Die gesammten Anlagekosten betrugen 5,020,000 Frcs (GC. 1895 II, S. 219 — ÖZ. 1893).

Taf. **VI**, Fig. 28—28 a. Staumauer von Vyrnwy der Wasserversorgung von Liverpool. Dieser ungewöhnlich stark ausgeführte Damm bildet in seiner ganzen Länge von 357,5 m einen Überlauf, und wurde zu dem Zwecke als Überfallwehr mit oben konvexer und unten konkaver äusserer Begrenzung ausgebildet. Über der Mauerkrone führt auf Pfeilern ein Viadukt mit Bogenstellungen von 6,7 m Lichtweite, eine Fahrstrasse von 5 m Breite tragend.

Der hiedurch gebildete See hat ein Sammelgebiet von rd. 9000 ha, eine Wasserfläche von 470 ha, eine grösste Tiefe von 26 m und eine Länge von ca. 10 km. Die Mauer wurde bis zum festen Felsen niedergeführt und aus festem grauem, in unregelmässigen Blöcken brechendem Thonschiefer, als eine Art Cyklopmauerwerk hergestellt, mit inneren und äusseren Stirnflächen aus etwas regelmässiger bearbeiteten Werksteinen. Die Fugen wurden 8 cm tief ausgekratzt und mit nur wenig feuchtem Cementmörtel gefüllt, der so lange eingeschlagen wurde bis sich Feuchtigkeit an der Oberfläche zeigte. Zur Vermehrung der Dichtigkeit wurde überdies die ganze Innenseite noch mit Cementmörtel verputzt, und der Fuss durch einen bis zum festen Felsen hinab reichenden Thonschlag versichert. Die Kosten waren auf 13,011,000 Mk veranschlagt (DB. 1889, S. 185—GC 1895 II).

» Fig. 29. Kombinirter Staudamm aus Mauerwerk und Erde bei einem Stauweiher in den Vogesen. Die Kombination bezweckte hier nur die Erhaltung der für die Überführung einer Fahrstrasse erforderlichen Kronenbreite

von 3,6 m und wurde der gemauerte Theil so stark ausgeführt, dass er für sich allein genügend ist dem Wasserdruck zu widerstehen.

Taf. **VI**, Fig. 30—30 d. Ablassvorrichtung des Stauweihers von Cagliari. Wie aus dem Aufriss und Grundriss dieser Staumauer Taf. B, Fig. 4—4 a zu ersehen, hat dieselhe nebst einem 20 m breiten Überlauf einen Speiseablass *a* und einen Grundablass *b*, bestehend aus einem mittels Schieber verschliessbaren Rohrstutzen von 0,9 m Dmr., der in einen gemauerten Durchlass ausmündet.

Taf. **VII**, Fig. 1—1 b. Ablass des Stauweihers von Bouzey. Derselbe besteht aus einem an die Mauer vorgebauten halbcylindrischen Brunnen mit Einlassschütze *a* (Fig. 1 a) von 1,0 m Breite und 0,7 m Höhe und doppeltem gleichfalls mit Schützen *b* versehenem Auslauf.

» Fig. 2—2 a. Ablass des Stauweihers von Hamiz, wobei die Wasserentnahme aus einem an der Mauer befindlichen Brunnen stattfindet in den es durch zahlreiche kleinere Öffnungen gelangt, wie dies in Spanien üblich ist. Hiedurch wird ein Verstopfen des Ablasses vermieden, da auch beim Verstopfen einzelner dieser Öffnungen das Wasser durch die übrigen in den Brunnen gelangt. [1])

d. Gewinnung von Grundwasser mittels Sammelröhren und Brunnen.

Das Grundwasser (einschliesslich des Quellwassers) ist infolge seiner Filterung durch die Erdschichten im Allgemeinen das reinste Wasser das zu erhalten ist, nebstdem es sich durch natürliche Frische und nahezu gleich bleibende Temperatur auszeichnet. Es ist daher auch diese Gewinnungsart zur Wasserversorgung von Ortschaften in neuerer Zeit sehr beliebt geworden. Hiebei ist jedoch zu beachten, dass das Grundwasser durch von der Oberfläche eindringendes verunreinigtes Tagewasser schlecht werden kann, weshalb das Grundwasser in der Nähe von bewohnten Orten, gedüngten Äckern und Wiesen immer von zweifelhafter Güte ist.

Man hat zweierlei Grundwasser zu unterscheiden, nämlich ruhendes (Grundwasserbecken) und in Bewegung befindliches (Grundwasserstrom). Da in der Regel nur letzteres infolge der Bewegung durch die Erdschichten genügend gereinigt (gefiltert) ist, so soll die Entnahme von Genusswasser in der Regel nur aus Grundwasserströmen geschehen, und kann zu dem Zwecke die Verwendung von Grundwasserbecken nur dann in Frage kommen, wenn es einen genügenden Zufluss hat, wodurch es von dauernd guter Beschaffenheit sein kann.

Die Gewinnung von Grundwasser kann mittels Sammelröhren oder mittels Brunnen geschehen.

Zu Sammelröhren werden am besten durchlöcherte Thon- oder Steingutröhren von etwa 150 bis 300 mm Dmr. verwendet, während eiserne Sammelröhren wegen des leichten Verstopfens durch Rost weniger angezeigt sind. Man lässt dieselben in Sammelbrunnen ausmünden, von wo die Entnahme ent-

---

[1]) Vergl. über Stauweiher: DB. 1875—ÖW. 1882 N:o 1, 1883 S. 205. 1889 N:o 40 & 41 —ÖZ. 1897 S. 333—ZfB. 1889, S. 234, 540.

weder unmittelbar stattfindet, oder in geschlossene Rohrleitungen gelangt. Wenn bei ausgedehnteren Anlagen mehrere Sammelbrunnen erforderlich sind, können dieselben entweder durch gewöhnliche Rohrleitungen im Gefälle oder durch Heber mit einem Hauptbrunnen in Verbindung stehen, von wo erst die Entnahme stattfindet. Auch können die Sammelbrunnen durch im Gefälle liegende Sammelröhren mit einander in Verbindung stehen.

Taf. VII, Fig. 8. Sammelbrunnen mit in denselben mündenden Sammelröhren und Entnahme-Rohr der Wasserversorgung von Halle.

Taf. B, Fig. 5—5a. Gewinnung von Grundwasser mittels Sammelröhren beim Wasserwerk von Helsingborg in Schweden. Die Gewinnung geschieht aus einer unmittelbar unter der Oberfläche liegenden Sandschicht, in welcher die Sammelröhren auf 4 bis 8 m Tiefe in einer Linie im Gefälle verlegt sind. In gegenseitigen Entfernungen von 20 bis 60 m befinden sich gemauerte runde Sammelbrunnen. Vom tiefst gelegenen dieser Brunnen (Fig. 5 a) wird das Wasser mittels einer geschlossenen Rohrleitung weiter befördert.

Die Wasserversorgung mittels Brunnen wurde theilweise bereits im I. Theil dieses Werkes (S. 62--68) besprochen. Während dort, für kleineren Bedarf, für die Entnahme meistens nur Handbetrieb in Frage kommt, ist bei der Versorgung von Ortschaften hiefür Maschinenkraft erforderlich. Hiebei kommen Schachtbrunnen, Rohrbrunnen und Kombinationen dieser beiden zur Anwendung.

Die Schachtbrunnen werden gewöhnlich aus Mauerwerk oder Beton, selten aus Eisen oder im oberen Theil aus Mauerwerk und im unteren aus Eisen hergestellt (vergl. Taf. II, Fig. 11). Je nach der Lage der wasserführenden Schichten werden die Wände der Schachtbrunnen durchlässig oder undurchlässig angeordnet. Im ersteren Falle hat sich die Weite der Fugen nach der Korngrösse des Erdmaterials zu richten, um ein Eindringen des letzteren in den Brunnen zu verhindern. Bei feinkörnigem Boden sind hiergegen besondere Vorkehrungen erforderlich, wie dies bei s. g. Filterbrunnen der Fall ist.

Ist D der Durchmesser des Brunnens, so kann die Wandstärke d gemauter Brunnen

$$d = 0{,}05\,D + 0{,}1 \text{ m bis } 0{,}1\,D + 0{,}1 \text{ m}$$

angenommen werden.

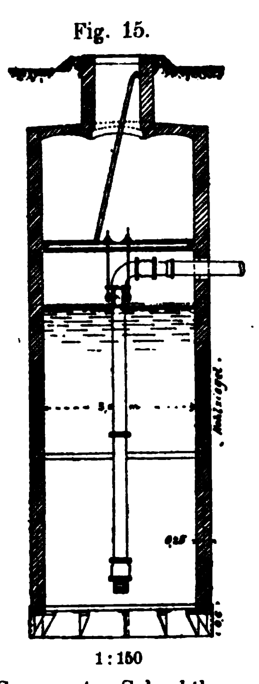
Die Ausführung der Schachtbrunnen geschieht entweder in offener Grube durch vorherige Abteufung eines gehörig abgesteiften Schachtes von entsprechend grösserem Querschnitt, oder als s. g. Senkbrunnen nach den im Grundbau angegebenen Regeln.

Bei Rohrbrunnen bestehen aus eisernen Röhren gleicher Art wie selbe als Futterrohre bei Erdbohrungen benutzt werden, und geschieht auch deren Niederführung in der Regel mittels Erdbohrer oder nach anderen bei den Boden-

untersuchungen im Grundbau angegebenen Regeln. Dieselben erhalten undurchlässige oder durchlässige Seitenwände, und werden im letzteren Falle bei feinem Boden gleichfalls als s. g. Filterbrunnen ausgeführt.

Zur Feststellung der Ergiebigkeit eines Brunnens ist ein — oft monatelanges — Probepumpen erforderlich.

Fig. 15.



1:150

Gemauerter Schachtbrunnen des Wasserwerkes von Mannheim.

Nebenstehende Textfig. 15 zeigt als neueres Beispiel die Anordnung der gemauerten Schachtbrunnen des Wasserwerkes von Mannheim, welche als Senkbrunnen ausgeführt wurden.

Die Gewinnung des zur Versorgung der Stadt Mannheim erforderlichen Wassers geschieht aus einem Grundwasserstrom dessen Ergiebigkeit zu mindestens $\frac{1}{250}$ l in der Sekunde auf je 1 qm Querschnitt der wasserführenden Schichten ermittelt worden ist. Es wurde bestimmt dass die Anlage 15000 cbm in 20 Stunden (Dauer des maschinellen Betriebes) liefern sollte. Unter der Annahme dass der Grundwasserstrom bis zu 25 m Tiefe herangezogen werden sollte ergab sich die erforderliche Fassungslänge x aus

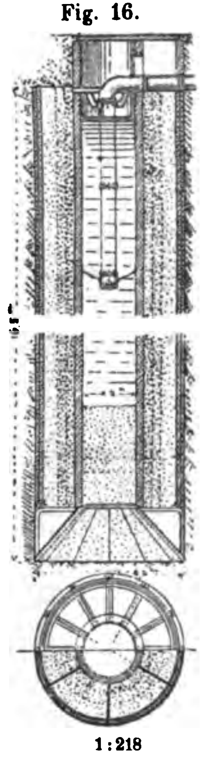
$$x \,.\, 20 \,.\, 60 \,.\, 60 \,.\, 25 \,.\, \frac{1}{250} = 15000 \,.\, 1000,$$

$$x = 2083{,}33 \text{ m.}$$

Demgemäss wurden längs der Fassungslinie, so viel als möglich normal zur Stromrichtung, 20 Brunnen abgeteuft, nämlich 7 gemauerte Hauptbrunnen in gegenseitigen Abständen von ungef. 500 m und 13 Rohrbrunnen, von denen im Allgemeinen je 2 Stck zwischen den gemauerten, somit in gegenseitigen Abständen von ungef. 167 m zu liegen kamen. Die Hauptbrunnen sollten für die Entnahme aus den oberen Schichten dienen und wurden bis auf 10 bis 11 m Tiefe gesenkt, während die Rohrbrunnen für die tieferen Schichten bestimmt wurden und bis auf etwa 17 bis 20 m Tiefe reichen. Längs dieser Brunnenreihe läuft eine gemeinsame Heberleitung von 250 mm zunehmend bis 600 mm Dmr., mit Zweigröhren nach den einzelnen Brunnen, welche Leitung in einen grösseren Sammelbrunnen vor der Pumpstation mündet. Die gemauerten Brunnen haben einen lichten Durchmesser von 3 m, sind auf einem schmiedeeisernen Rost-Kranz von 0,6 m Höhe gegründet und erhielten zur Versteifung des Mauerwerks in senkrechten gegenseitigen Entfernungen von 3 m zwei schmiedeiserne Zwischenkränze, die durch Zuganker unter einander und mit dem Kranze verankert sind. Das Mauerwerk besteht aus Backsteinen in Cementmörtel, 0,25 m stark, und ist da wo es in Schichten von grobem Korn zu stehen kam, in Hohlsteinen ausgeführt (ZdI. 1891, S. 600).

Gemauerte Schachtbruunen als Filterbrunnen sind selten zur Anwenduug gekommen. Textfig. 16 zeigt ein solches Beispiel eines Filterbrunnens bei den Berliner Wasserwerken, ausgeführt im Jahre 1870 von Henry Gill. Der Brunnen ist hier doppelwandig, mit beiden Mänteln aus Drei-Loch-Steinen aufgemauert. Im Verhältniss des Sinkens und der Aufführung der Mäntel wurde zwischen denselben die aus drei concentrischen Ringen bestehende Filterfüllung eingebracht, bestehend aus

Fig. 16.



1:218

Filterbrunnen der Berliner Wasserwerke.

Kies von verschiedener, von aussen nach innen zunehmender Korngrösse. Hiebei wurden als radiale Querscheidewände zwischen den Brunnenmauern eingeklemmte Bretter und zwischen den Kiesschichten zwei herauszuziehende Bleche verwendet (DB. 1871, S. 108).

Dort wo die wasserführenden Schichten tiefer liegen und das Wasser sich in denselben unter Druck befindet, kann auch eine Kombination in der Art zur Anwendung kommen, dass der obere Theil als Schachtbrunnen und der untere als Rohrbrunnen ausgeführt wird. Ersterer dient dann als Behälter des durch die Rohre nach Art der artesischen Brunnen (siehe über diese im I. Thl. S. 62 & 68) emporquellenden Wassers. Ein Beispiel dieser Art ist die nachfolgende Anlage.

Taf. B, Fig. 6. Wasserversorgungsbrunnen der Stadt Wiborg in Finnland, bestehend aus einem gemauerten Brunnen von 8 m Dmr. und 8 m Tiefe, von dessen betonirtem Boden zwei Rohre von 305 m/m Durchmesser durch die obere Thonschicht bis zu der auf 9 m Tiefe befindlichen wasserführenden Kiesschicht niedergeführt sind. Die Anlage befindet sich am Fusse einer Anhöhe, infolge dessen sich das Wasser an der Stelle unter Druck befindet und durch die Rohre in den Brunnenbehälter emporgepresst wird. Die Ergiebigkeit beträgt ungef. 700 cbm per Tag. Das Wasser ist kristallklar und hat das ganze Jahr hindurch die gleiche Temperatur von 6° C. Der Brunnen wurde auf einem hölzernen Kranz versenkt und an einem bis zum festen Kiesboden niedergeführten Pfahlrost aufgehängt.

Taf. B, Fig. 7. Brunnen-Wasserwerk für den Bahnhof Halle. Diese Anlage ist von ähnlicher Art wie die vorige, und wurde gelegentlich des in den Jahren 1880—92 erfolgten Umbaues dieses Bahnhofes für einen täglichen Bedarf von etwa 1200 cbm an einer ungef. 5 km entfernten Stelle angelegt, woselbst eine 12 m unter der Oberfläche gelegene, durchschnittlich 8 m mächtige wasserführende Kiesschicht angebohrt, und deren genügende Ergiebigkeit durch vorheriges monatelanges Pumpen festgestellt wurde. Es wurde zunächst ein 4 m weiter gemauerter Brunnen bis auf 14 m Tiefe unter der Bodenoberfläche abgeteuft, dessen Boden hier nicht abgedichtet wurde um das Wasser durch denselben empor dringen zu lassen. Zur Erhöhung der Ergiebigkeit wurden aber in den Boden noch überdies sechs schweisseiserne Röhren von 200 mm Dmr. 4,5 m tief eingebohrt. Das daneben ausgeführte Pumpwerk besteht aus zwei in einem gemauerten Schacht von 8,5 m Tiefe angelegten Pumpen mit einer Leistungsfähigkeit von je 100 cbm in der Stunde, welche jede durch ein besonderes Saugrohr mit dem Brunnen in Verbindung stehen. Die Kosten für die Brunnen nebst Vorarbeiten beliefen sich auf 50,000 Mk. und jene der Maschinen nebst Maschinenhaus auf 60,000 Mk. (ZfB. 1893, S. 570).

Taf. VII, Fig. 4. Kombinirter Schacht- und Rohrbrunnen einer früheren Wasserwerksanlage in Kiel, welche aus einer Reihe von 8 in einem Einschnitt der Altona-Kieler Bahn versenkten Brunnen bestand. Der Schachtbrunnen *B* ist hier am Boden mittels Beton wasserdicht abgeschlossen und diente daher nur als Behälter für das durch das Rohr *a* emporgedrungene Wasser. Dieses Brunnenrohr liegt in der wasserführenden Schicht und ist der ganzen Länge nach durchlöchert.

Die Wasserentnahme aus diesen Brunnen geschah mittels einer 0,2 m weiten Saug-

rohre *c* welche durch eine Heber-Rohrleitung von 0,4 m Weite und ca. 1000 m Länge mit einem beim Pumpwerke gelegenen Sammelbrunnen in Verbindung standen. Das Saugrohr war am unteren Ende mit einem Ventil versehen, welches beim Anheben der Kette *b* geöffnet, sonst aber durch das Gegengewicht geschlossen gehalten wurde.

Taf. **VII**, Fig. 5—5 a. Rohrbrunnenanlage der Wasserversorgung von Brooklyn. Bei dieser seit 1885 bestehenden Anlage sind zu beiden Seiten des Pumphauses *Q* die 5 cm weiten Rohrbrunnen *D* paarweise (auf jeder Seite 25 Paare) in gegenseitigen Abständen von 4 m abgesenkt und oberirdisch durch Zweigrohre *C* von 7,5 cm Weite mit einem 30 cm weiten Saugrohr *A* verbunden, welches wieder durch ein Rohr *T* von 40 cm Weite mit dem Pumphause in Verbindung steht. Von hier aus wird das Wasser durch die Druckleitungen *M* zur Stadt befördert. Da der Boden hier mehrere über einander gelagerte wasserführende Schichten enthält, so sind die Brunnenrohre behufs Entnahme aus allen diesen Schichten an den betreffenden Stellen durchlöchert. Jeder Brunnen liefert etwa 2,5 sl und werden durch vier derartige Gruppen täglich gegen 84,000 cbm Grundwasser aus den in mässiger Tiefe liegenden wasserführenden Schichten von Long-Island beschafft.

Eiserne Filterbrunnen kommen zur Anwendung wenn das Material der wasserführenden Schichten so feinkörnig und beweglich ist, dass es in das Rohr eindringen und dasselbe verstopfen würde. Um dies zu verhindern werden verschiedene Mittel angewendet. Zuweilen kann schon ein wiederholtes Entleeren des Brunnens genügen, wobei die eiugedrungenen feinen Erdtheilchen beseitigt werden, und so in der nächsten Umgebung des Rohres nur gröbere Körner übrig bleiben. Sonst bestehen aber die Filterbrunnen darin, dass man das Rohr mit dem bezüglichen Erdmaterial nicht unmittelbar in Berührung kommen lässt, sondern dasselbe mit anderem besonders eingebrachtem gröberem Material umgiebt, oder es erhält das Rohr selbst eine solche Anordnung, dass ein Eindringen von feinkörnigem Material vermieden wird.

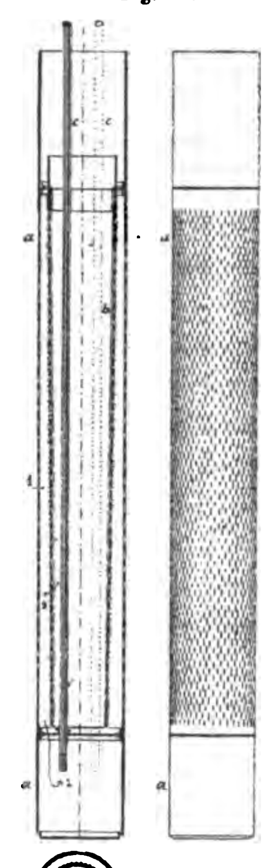
Als Beispiel der ersteren Art möge die Wasserversorgung der Stadt Nürnberg angeführt werden, wobei 83 eiserne Filterbrunnen, in zwei Reihen auf 3,5 bis 7,8 m Tiefe abgeteuft und durch zwei Heberleitungen von 0,35 m Durchmesser mit einem Sammelbrunnen in Verbindung stehen. Die Ausführung geschah in der Art, dass zuerst Futterrohre von 0,8 m Durchmesser bis zur nöthigen Tiefe abgeteuft wurden und auf deren Boden erst eine Betonplatte von 0,79 m Durchmesser abgesenkt wurde. Darauf wurde das auf die Höhe der wasserführenden Schicht (1,5 m) durchlochte Brunnenrohr von 0,15 m Durchmesser abgesenkt und zwischen diesem und dem äusserem Futterrohr drei andere Rohre von so grossen Durchmessern auf die Bodenplatte niedergelassen, so dass der Zwischenraum in 4 Theile abgeschieden wurde. Diese Zwischenräume wurden von innen nach aussen auf die Höhe der wasserführenden Schicht mit Kies von bezw. 18, 8, 4 und 2 mm Korngrosse gefüllt und sämmtliche Futterrohre wieder herausgezogen.

Taf. **B**, Fig. 8 zeigt einen neueren amerikanischen Filterbrunnen ähnlicher Art (Dollard wells), der sich gut bewährt haben soll. Derselbe besteht aus einem mittels Futterrohr ausgeführten Bohrloch von 0,6 m Durchmesser in welchem nach Einbringung einer Bodenschüttung von 0,9 m Höhe, ein aus durchlöcherten glasirten Thonröhren von 0,25 m Durchmesser bestehendes Filterrohr abgesenkt und mit gesiebtem Kies hinterfüllt wird. In dieses Filterrohr wird das eigentliche, unten mit Seiher versehene Brunnenrohr von 0,1 m Durchmesser abgesenkt und das äussere Futterrohr herausgezogen (Engg. Nws. 1896, I. Febr.).

Taf. **B**, Fig. 9. Filterbrunnen des Wasserwerkes von Mannheim. Diese in vorgenannter Weise beim Mannheimer Wasserwerke angewendeten Rohrbrunnen wurden nach dem patentirten System von O. Smreker in folgender Art ausgeführt.

Zunächst wurde ein gusseisernes Futterrohr von 0,8 m Lichtweite bis unter die Wasserführende Schicht abgeteuft, sodann der Smreker'sche Filterkorb eingesetzt und dann das Futterrohr um die Höhe der Durchflussfläche des Filterkorbes hochgezogen. Hierauf wurde das Futterrohr in entsprechender Höhe über Grundwasser abgekreuzt und ein Einsteigeschacht bis auf Terrainhöhe aufgeführt.

Fig. 17.



1 : 5
Filterkorb von O. Smreker.

Dieser Filterkorb (Textfig. 17) besteht aus einem äusseren Schutzkorb *a* und dem inneren eigentlichen Filterkorb *b*. Ersterer ist in seinem unteren Theil vollwandig, im mittleren dagegen durchbrochen. Die Lochung des Schutzkorbes ist derartig, dass das Eintreten von gröberen Geschiebestücken ausgeschlossen ist. Der eigentliche Filterkorb *b* hat durchbrochene Seitenwandungen und vollwandigen Boden, und ist der durchbrochene Theil mit einem kupfernen Tressengewebe überzogen, dessen Maschenweite entsprechend der Beschaffenheit des Bodens so gewählt wird, dass kein Sand eintreten kann.

Von oben gehen durch den Boden dieses Filterkorbes *b* zwei Röhren *c* welche unten in den vollwandigen Theil des Schutzkorbes geführt sind und ist der Filterkorb *b* in den Schutzkorb *a* beweglich eingesetzt, so dass er zu jeder Zeit herausgezogen werden kann.

Bei normalem Betrieb tritt das Wasser in der Richtung des Pfeiles *1* durch die Öffnungen des Schutzkorbes in diesen hinein, stösst gegen die schräge Fläche des Filterkorbes *b*, wobei die eingedrungenen feinen Theilchen niedersinken und sich in dem unteren vollwandigen Theil des Schutzkorbes sammeln, von wo sie von Zeit zu Zeit in der Art beseitigt werden, dass man durch eine der Röhren *c* Wasser einpumpt und es nebst dem angesammelten Material durch die andere Röhre austreten lässt. Von Zeit zu Zeit wird auch das Tressengewebe gereinigt, in der Art, dass man dem Brunnen von oben reines Wasser zuführt und es durch die Röhre *c* wieder herauspumpt. Dabei nimmt das Wasser den dem gewöhnlichen umgekehrten, durch den Pfeil 2 angedeuteten Weg, und spült die an das Gewebe aussen angelegten Erdtheilchen fort (ZfB. 1891, S. 599).

Taf. **B**, Fig. 10. Brunnenanlage des Wasserwerkes von Belgrad, ausgeführt nach dem gleichen Princip wie die vorige. Die Wasserentnahme geschieht aus den zwischen einer Lettenschicht und dem Kalkfelsen liegenden Sandschichten. Um die oberhalb der Lettenschicht befindlichen theilweise unbrauchbaren Wasser vom Eintritte in die Brunnen abzuhalten wurde zunächst ein gusseiserner Mantel von 3,1 m Durchmesser etwa 1,0 m tief in die feste Lettenschicht abgesenkt und darauf das Mantelmauerwerk aus Backsteinen in Cementmörtel bis über Hochwasser geführt. Im Inneren dieses gemauerten Brunnens wurde dann der Rohrbrunnen mit Futterrohr in gleicher Art abgesenkt wie im vorigen Falle und der Raum zwischen Futterrohr und Gusseisenmantel mit Stampfbeton ausgefüllt. In den Brunnenrohren sind wie im vorigen Falle Saugrohre abgesenkt zu denken, welche durch eine gemeinsame Heberleitung von 350 mm Dmr. mit einem Sammelbrunnen in Verbindung stehen (ZdI. 1893, S. 577).

Taf. B, Fig. 11. Brunnenanlage der Wasserversorgung von Laibach (ausgeführt 1890). Hier wurde bei 30,000 Einwohnern ein mittlerer Verbrauch von 100 l pro Kopf und Tag normirt, und demgemäss die Anlage so bemessen, dass dieselbe 3000 cbm pro Tag im Mittel und 4500 cbm im Maximum zu liefern im Stande sein sollte. Für die mittlere Leistung wurde eine 20 stündige und für die maximale eine 22 stündige Arbeitszeit der Maschinen festgestellt. Die Anlage wurde ferner so ausgeführt, dass dieselbe jederzeit auf die 1 1/2 fache Leistungsfähigkeit erweitert werden kann. Es kamen anfangs 4 Rohrbrunnen zur Ausführung, mit einem gegenseitigen Abstand von 100 m. Da der Grundwasserspiegel ungef. 20 m unter der Bodenfläche liegt, wurden zuerst bis zu dieser Tiefe reichende gemauerte Schachtbrunnen von 2,5 m Durchmesser abgesenkt, und vom Boden derselben erst Rohrbrunnen 16,5 bis 21 m tief abgeteuft, deren Anordnung mit den vorher beschriebenen übereinstimmt. Die von diesen Brunnen ausgehenden Saugleitungen liegen in einem über dem Grundwasserspiegel befindlichen Stollen (ÖZ. 1893, S. 33).

C. Wasserleitungen.

Die zur Weiterbeförderung des Wassers angewendeten Leitungen werden je nach dem Zwecke und den örtlichen Verhältnissen in verschiedener Weise ausgeführt. Man unterscheidet nämlich: unbedeckte Leitungen, bedeckte Leitungen mit freiem Wasserspiegel und Druckleitungen. Erstere sind im Allgemeinen billiger in der Anlage, haben aber den Nachtheil grösserer Kosten für den Grunderwerb, grösseren Widerstandes durch Vegetation und Eisbildung, grösserer Wasserverluste durch Verdunstung und Versickerung, grösserer Verunreinigung durch vegetabilische und organische Stoffe, sowie den Nachtheil ungünstiger Einflüsse der Temperatur. Es werden daher unbedeckte Leitungen meistens nur zur Beschaffung von Betriebs-und Nutzwasser für Fabriken etc., zur Speisung von Schifffahrtskanälen, zur Be- und Entwässerung von Länderien und zu Zwecken der Flösserei angewendet, während die anderen Arten von Leitungen, ausser zu Zwecken der besonders behandelten Entwässerung von Städten, hauptsächlich zur Wasserversorgung von Ortschaften angewendet werden.

I. Unbedeckte Leitungen.

a. Allgemeines.

Die unbedeckten Leitungen bestehen im Allgemeinen aus offenen Gerinnen (Gräben, Kanälen), welche gewöhnlich im Erdboden eingeschnitten und entweder vom natürlichen Boden, ohne oder mit künstlichen Befestigungen, oder von gemauerten oder hölzernen Wänden begrenzt sind.

Gewöhnlich besteht die Begrenzung, mit Rücksicht auf die kleinsten Kosten, aus natürlichem Erdreich mit seitlichen Böschungen, während die anderen Anordnungen bei ungenügendem Widerstand des Erdreichs gegen die Angriffe des Wassers, bei nothwendiger Einschränkung der Breite (tiefere Einschnitte, theuerer Grund etc.), sowie bei der Nothwendigkeit, die Leitung über dem Erdboden anzulegen, vorkommen.

Wenn Q die erforderliche Wassermenge und v die Geschwindigkeit bezeich-

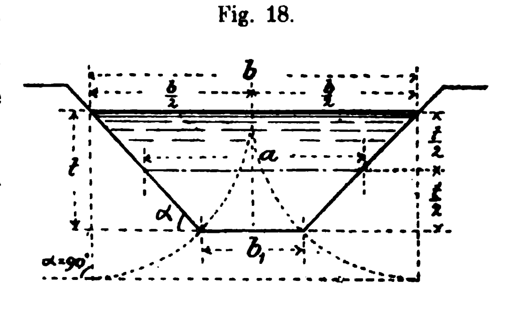
net, so ist die erforderliche Querschnittsfläche der Leitung

$$F = \frac{Q}{v}$$

worin entsprech. dem I. Thl. (S. 39—46): $v = c\sqrt{RI}$, $R = \frac{F}{p}$, p der benetzte Umfang des Querschnitts und I das relat. Gefälle, während c nach den früher angegebenen Formeln zu bestimmen ist. [1])

Bei gegebener Querschnittsfläche F ergeben sich für verschiedene Bedingungen bestimmte Querschnittsformen als die zweckmässigsten.

Fig. 18.



Zur Erreichung der grösstmöglichen Geschwindigkeit v muss p zum Minimum werden. Man hat daher für einen **trapezförmigen** Querschnitt (Textfig. 18)

$$F = at,\ a = \frac{F}{t}$$

$$p = b_1 + \frac{2t}{\sin\alpha} = a - t\,\mathrm{cotg}\,\alpha + \frac{2t}{\sin\alpha} = \frac{F}{t} - t\,\mathrm{cotg}\,\alpha + \frac{2t}{\sin\alpha}$$

$$\frac{dp}{dt} = -\frac{F}{t^2} - \mathrm{cotg}\,\alpha + \frac{2}{\sin\alpha} = -\frac{F}{t^2} + \frac{2 - \cos\alpha}{\sin\alpha} = 0 \ldots (1$$

$$t = \sqrt{\frac{F\sin\alpha}{2 - \cos\alpha}} \cdots$$ (2, als die günstigste Tiefe, und

$$b = a + t\,\mathrm{cotg}\,\alpha = \frac{F}{t} + t\,\mathrm{cotg}\,\alpha \ldots (3$$

$$b_1 = \frac{F}{t} - t\,\mathrm{cotg}\,\alpha \ldots\ldots (4$$

---

[1]) Statt der früher angegebenen Formeln zur Bestimmung von c kann es sich empfehlen die von Bazin in letzterer Zeit aufgestellte, als zuverlässig anerkannte neuere Formel anzuwenden, nämlich

$$c = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}},$$ worin für

1) sehr glatte Leitungen (gehobeltes Holz, geglätteter Cement) . . . . . . $\gamma = 0{,}06$
2) glatte Leitungen (ungehobeltes Holz, Ziegel- und Quadermauerwerk) . . . $\gamma = 0{,}16$
3) weniger glatte Leitungen (Bruchsteinmauerwerk) . . . . $\gamma = 0{,}46$
4) Leitungen theils in Erde theils in Mauerwerk od. gut regulirte Erdleitungen $\gamma = 0{,}86$
5) gewöhnliche Erdleitungen (Wasserläufe) . . . . $\gamma = 1{,}30$
6) Erdleitungen mit ungewöhnlich grossen Wiederständen (steiniger Boden etc.) $\gamma = 1{,}75$

(AdP. 1897, IV—ÖZ. 1898—Tkn. 1898).

Aus (1 folgt

$$t^2 (2 - \cos\alpha) = F \sin\alpha = (b - t \operatorname{cotg}\alpha)\, t \sin\alpha$$
$$2t = b \sin\alpha$$
$$t = \frac{b}{2} \sin\alpha \ \ldots \ (5$$

woraus sich die in Fig. 18 angedeutete Konstruktion des günstigsten Querschnitts ergiebt.

Für einen rechteckigen Querschnitt ergiebt sich aus (2, für $\alpha = 90°$,

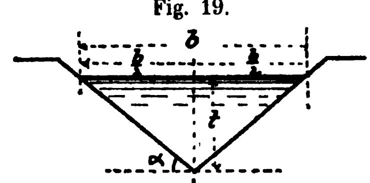
$$t = \sqrt{\frac{F}{2}} = \sqrt{\frac{bt}{2}}$$
$$t = \frac{b}{2}, \ b = 2t$$

wie gleichfalls in Fig. 18 angedeutet.

Soll die Breite der Wasserfläche b zum Minimum werden, so ergiebt sich aus (3

$$\frac{db}{dt} = -\frac{F}{t^2} + \operatorname{cotg}\alpha = -(b - t \operatorname{cotg}\alpha)\, t + t^2 \operatorname{cotg}\alpha = 0$$
$$b = 2t \operatorname{cotg}\alpha \ \ldots \ (6$$

Fig. 19.



dem somit nebenstehende dreieckige Querschittsform Fig. 19 entspricht. Letzteres Resultat entspricht auch der Bedingung, dass F zum Minimum wird.

Bei Annahme der Wassermenge Q ist auf die Verluste durch Versickerung und Verdunstung Rücksicht zu nehmen, welche je nach der Bodenbeschaffenheit, der Länge und der Höhenlage der Leitung gegenüber dem Grundwasserstande etc., von etwa 10 bis 50 % der gesammten Wassermenge betragen können. Auch die Qualität des Wassers ist auf den Verlust insoferne von Einfluss, als schlammhaltiges Wasser auf die Leitung dichtend wirkt. Mit Rücksicht auf die zur Sättigung der angrenzenden Erdmassen erforderlichen Wassermengen, ist der Versickerungsverlust anfangs bedeutend grösser, als später, nach Erlangung des Beharrungszustandes.

Ferner ist bei Projektirung von Leitungen im natürlichen Erdboden zu beachten, dass zur Vermeidung des Unterwaschens von Sohle und Wandungen je nach der Beschaffenheit des Bodens eine gewisse Geschwindigkeit nicht überschritten werden darf. Nach den diesbezüglichen Beobachtungen von Franzius geräth der Boden erst in merkliche Bewegung bei Erreichung der folgenden mittleren Geschwindigkeiten:

Feiner Sand und Schlamm . . . . $v = 0{,}5$ m
Gewöhnlicher Sand (Mauersand) und fester Moorboden . . $v = 1{,}0$ m

Gebundeuer thoniger oder sehr grober Sand und feiner Kies $v = 1{,}5$ m
Grober Kies und fester Klaiboden . . . . $v = 2{,}0$ m

Andererseits ist zur Vermeidung von Ablagerungen eine gewisse Minimal-Geschwindigkeit erforderlich, und zwar gegen Ablagerung von leichtem Schlamm wenigstens 0,21 m und von Sand wenigstens 0,42 m. Es kann daher bei Erdgräben als zweckmässigste Geschwindigkeit zwischen etwa 0,6 und 0,8 m angesehen werden, wobei weder die gewöhnlich vorkommenden Erdarten angegriffen werden, noch Ablagerungen entstehen.

b. Ausführung der unbedeckten Leitungen.

Nachdem die unbedeckten Leitungen mit Rücksicht auf die kleinsten Kosten meistens nur aus Erdgräben bestehen, so richtet sich das Gefälle nach der Formation des Geländes und der inneren Bodenbeschaffenheit, zwischen den Grenzen von etwa 1 : 250 und 1 : 10,000. In der Regel liegt aber das Gefälle zwischen etwa 1 : 1000 und 1 : 5000.

Bei Werkkanälen hat man den oberhalb des Werkes liegenden Oberkanal (Obergraben, Zuleitungskanal) und den unterhalb befindlichen Unterkanal (Untergraben, Abfuhrkanal) zu unterscheiden, von denen ersterer zur Erreichung einer möglichst grossen Fallhöhe am Werke, ein möglichst schwaches Gefälle erhält (in der Regel etwa 1 : 2000 bis 1 : 2500), während der Unterkanal zur raschen Ableitung des Wassers ein stärkeres Gefälle erhalten soll (etwa 1 : 500 bis 1 : 2000), mit entsprechenden Geschwindigkeiten von etwa 0,45 bis 0,6 m im Oberkanal und 0,75 m bis 1,0 m im Unterkanal.

Taf. **VII**, Fig. 6—7. Speisegraben des Rhein-Maine-Kanals bei bezw. horizontaler und geneigter Bodenfläche. Der Aushub wurde hier zur Aufführung von seitlichen Dämmen verwendet, wodurch sowohl eine Ersparniss an Transportkosten, als auch der Vortheil erwächst, dass der Wasserstand bis zur ursprünglichen Bodenfläche, eventuell auch darüber hinaus reichen kann. Um ein Niederspülen von Erde durch den Regen in den Graben möglichst zu vermeiden, ist die Krone dieser Dämme nach auswärtz geneigt. Zu gleichem Zwecke sind bei Einschnitten (in Fig. 7 auf der Bergseite) nach auswärtz geneigte Bermen (sonst auch s. g. Parallelgräben oberhalb der Böschung) angelegt.

» Fig. 8—11. Querschnitte des Werkkanals Chalon-Condé, in bezw. normalem wassererdichtem Einschnitt (Fig. 8), bei seitlichen Anschüttungen mit dichtendem Lehmkern (Fig. 9), bei durchlässigem Boden und Anschüttung mit vollständiger Bekleidung aus Lehmschlag oder Beton (Fig. 10), sowie unter Anwendung einer Böschungspflasterung (Fig. 11).

» Fig. 12. Unbedeckte Leitung in Form einer in den Boden versenkten hölzernen Rinne, bestehend aus gespundeten Bohlen welche durch viereckige Rahmen zusammengehalten werden, nebstdem ein Schwellenrost untergelegt ist. Diese Anordnung kann in Frage kommen, bei stärker geneigten Strec-

ken, wo der Boden sonst fortgespült würde, bei besonders durchlässigen Strecken sowie behufs möglichster Einschränkung der Breite.

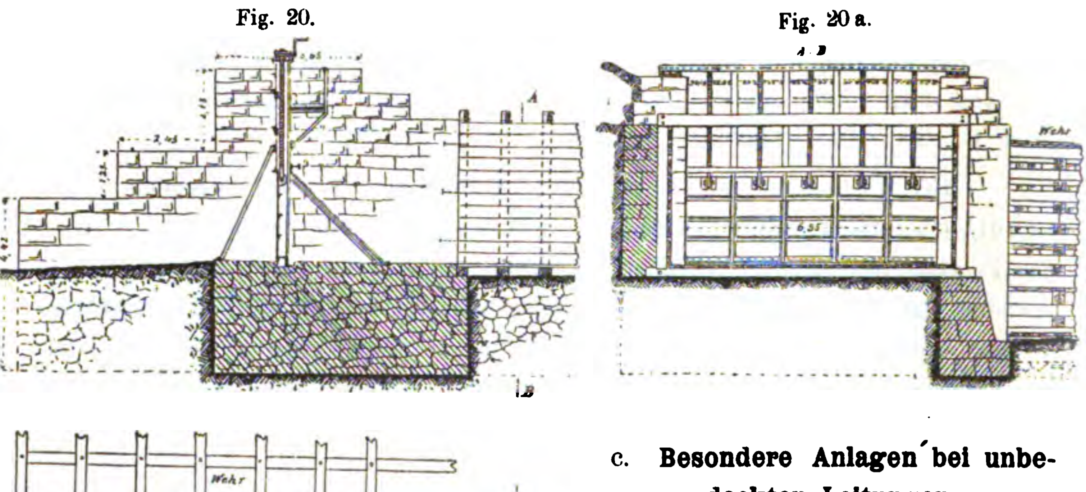
Taf. **VII**, Fig. 13—14. Wasserleitungskanäle mit Stützmauereinfassung, und mit natürlichem bezw. gepflastertem Boden.

Fig. 15—16. Gemauerte Speisegräben des Rhein-Marne-Kanals in durchlässigem Boden oder bei stärkerem Gefälle.

Fig. 17. Querschnitt des Verdon-Kanales im Fels-Anschnitt mit seitlicher Stützmauer.

Dieser Kanal hat eine Gesammtlänge von 82 km, wovon 19 km an Stollen, Brücken etc. Derselbe geht vom Verdonflusse aus und endet in der Gegend von Aix (Provence). Die mitgeführte Wassermenge von 6 cbm in der Sek. dient sowohl zur Bewässerung von 18,000 ha Ländereien als auch zur Beschaffung von 1900 PS für die Industrie, sowie zur Wasserversorgung der Stadt Aix. Die Anlagekosten beliefen sich auf 17,4 Mill. Mk, während schon der dadurch gewonnene Mehrwerth der Ländereien auf 41 Mill. und der Werth der Wasserkräfte auf 3,2 Mill. Mk geschätzt wurde.

Fig. 20. Fig. 20 a.



c. Besondere Anlagen bei unbedeckten Leitungen.

Zur Ableitung des überschüssigen Wassers (Überlaufwassers) werden an geeigneten Stellen Schleusen angebracht, behufs Entleerung nach einem Freigraben (Leerkanal). Die Anordnung dieser Schleusen wurde bereits im I. Theil besprochen (Schützenwehre). Gewöhnlich wird auch der Einlauf zur Leitung entsprechend Taf. VI, Fig. 5 mittels einer Schleuse absperrbar gemacht.

Fig. 20 b.

Wehr

1:188

Einlassschleuse zum Westkanal am Bear River (Utah).

Nebenstehende Textfiguren 20—20 b zeigen eine solche Einlassschleuse zum Westkanal des Bear River-Bewässerun ssystems in Utah.

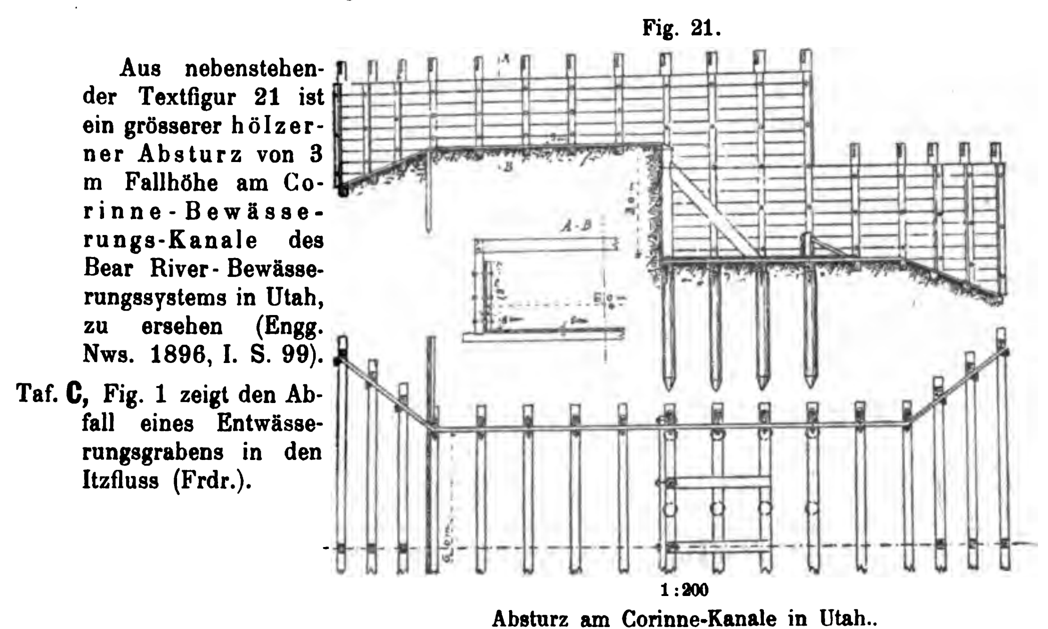
Diese eiserne Schleusenanlage enthält fünf mittels Schraubenspindel bewegliche Schützen von 1,31 m Breite. Vor der Kanalmündung wird der Bear River mittels eines hölzernen Wehres aufgestaut, dessen Anordnung im I. Theil (Textfig. 34, S. 85). beschrieben worden ist. Der Kanal selbst besteht an dieser Stelle aus einer hölzernen Rinne von 7,31 m Breite mit allmählicher Verschmälerung auf 4,26 m, und mit Seitenwänden aus 7,6 cm starken Bohlen, während der Boden aus einem doppelten ins Kreuz gelegten Belag von 5 cm Dicke unten, und 2 $^1/_2$ cm Dicke in der oberen Schichte besteht (Engg. Nws. 1896, I. Febr.).

Wenn Erdgräben bezw. Kanäle mit Erdsohle bei ununterbrochener Führung längs eines stärker geneigten Geländes ein für den Bestand von Sohle und Böschungen zu starkes Gefälle erhalten würden, so kann dieses durch Einfügung von s. g. Abfällen oder Abstürzen gemässigt werden. Im Allgemeinen sind diese Anlagen nach Art der im I. Theil beschriebenen Wehre ausgeführt, und bestehen aus Holz oder aus Mauerwerk. In der einfachsten Art werden dieselben bei kleiner Fallhöhe als Grundschwellen aus Baumstämmen oder Faschinen, entsprechend Fig. 29, S. 82 im I. Theil, ausgeführt.

Aus nebenstehender Textfigur 21 ist ein grösserer hölzerner Absturz von 3 m Fallhöhe am Corinne-Bewässerungs-Kanale des Bear River-Bewässerungssystems in Utah, zu ersehen (Engg. Nws. 1896, I. S. 99).

Taf. **C**, Fig. 1 zeigt den Abfall eines Entwässerungsgrabens in den Itzfluss (Frdr.).

Fig. 21.



1:200

Absturz am Corinne-Kanale in Utah..

2. Bedeckte Leitungen mit freiem Wasserspiegel.

a. Allgemeines.

Bedeckte Leitungen mit freiem Wasserspiegel kommen in der Regel nur zur Beschaffung von Genusswasser zur Anwendung. Für deren Anlage ist wie bei den unbedeckten Leitungen überall ein nach derselben Richtung gehendes Gefälle erforderlich. Da hier das Wasser keinem Drucke ausgesetzt ist, so können

diese Leitungen aus den meisten vorkommenden Baustoffen ausgeführt werden, bestehen aber mit Rücksicht auf eine möglichst grosse Dauerhaftigkeit meistens aus Mauerwerk.

Zum Schutz des Wassers gegen Frost und Sonnenwärme sollen bedeckte Leitungen mit einer Erdschicht von entsprechender Höhe überdeckt sein. Da sich das Wasser hier ständig in Bewegung befindet, genügt hiefür in den meisten Fällen eine Erdschicht bis zu etwa 1 m Höhe.

Die Berechnung der Grösse der erforderlichen Querschnittsfläche geschieht hier in gleicher Weise wie bei unbedeckten Leitungen, während die Form des Querschnitts gewöhnlich rechteckig, oder kreisförmig angenommen wird. Im ersteren Falle wird zuweilen, mit Rücksicht auf die Kosten für den Erdaushub, die Höhe grösser angenommen als die Breite.

b. Ausführung der bedeckten Leitungen.

Gewöhnlich bestehen diese Leitungen aus gemauerten oder Beton-Kanälen, welche entweder mit Steinplatten überdeckt oder überwölbt und behufs Dichtheit im Inneren mit einem Cementmörtelputz von 2 bis 5 cm Dicke überzogen sind. In neuerer Zeit wurden zu dem Zwecke auch Monier-Röhren (Betonröhren mit eingelegten Eisenrippen) verwendet. Steinplattenüberdeckungen können bei kleineren Querschnitten und kleinen Überschüttungshöhen zur Anwendung kommen, sollen aber gegen das Eindringen von unreinem Tagewasser von aussen gehörig abgedichtet sein. Bei grösseren Querschnitten, grösserem Erddruck und namentlich bei tieferer Lage unter Grundwasser müssen gewölbte Decken zur Anwendung kommen.

Bei gemauerten Kanälen kommt entweder Bruchstein- oder Ziegelmauerwerk in Cementmörtel zur Anwendung, je nachdem das eine oder das andere Material an der betreffenden Stelle leichter erhältlich ist.

Taf. **VII**, Fig. 18—19. Beispiele von gemauerten Wasserleitungskanälen mit Steinplattenüberdeckung, bezw. ein Breslauer Leitungskanal und der Stixensteiner-Kanal der Wiener Hochquellen-Wasserleitung, ersterer aus Ziegelmauerwerk, letzterer aus Bruchsteinmauerwerk.

» Fig. 20. Leitung aus Beton mit Steinplattenüberdeckung (Breslauer Rieselfelder).

Taf. **C**, Fig. 2. Wasserleitungskanal der Stadt Kufstein, bestehend aus einer trogförmigen Rinne aus Stampfbeton (1 Cem. : 2 Schotter), welche mit Betonplatten abgedeckt ist. Derselbe geht von einer Quellensammelkammer aus, hat eine Länge von ca. 300 m, ein Gefälle von 2,5 $^0/_{00}$ (1 : 400), und liefert bei 1,37 m Geschwindigkeit 225 l in der Sekunde.

In gegenseitigen Abständen von 500 m wurden s. g. Reduktionsschachte von 2,0 m Länge, 1,0 m Breite, 1,7 m Höhe und 0,3 m Wandstärke aus Beton eingebaut, welche dazu dienen, einerseits die Geschwindigkeit auszugleichen, andererseits allfällige Verunreinigungen hier zum Ablagern zu bringen und heraus nehmen zu können (ÖM. 1895, S. 82).

Taf. **VII**, Fig. 21—22. Leitungskanäle mit ovalen Querschnitten (bezw. Breslau und Lille).

Taf. **C**, Fig. 3—5 a. Gemauerte Quellwasser-Leitung mit kreisförmigem Querschnitt (Wasserversorgung von Paris von den Quellen der Vigne und von Verneuil). An Stellen wo die Tiefenlage weniger als 7 m unter der Erdfläche beträgt, geschah die Ausführung im Einschnitt entsprechend Fig. 3 und bei grösserer Tiefenlage im Stollen entsprechend Fig. 4. Bei der Lage über der Erdfläche kam eine Überschüttung zur Anwendung, und geschah die Gründung unmittelbar auf den Boden entsprechend Fig. 5, wo die oberste Kante weniger als 1,5 m über der Bodenfläche zu liegen kam, während bei Höhen zwischen 1,5 und 3,5 m, überschüttete Arcaden entsprechend Fig. 5 a zur Anwendung kamen (NA. 1892, S. 74, Pl. 18—19).

Taf. **VII**, Fig. 23—25. Querschnitte der Wiener Hochquellen-Wasserleitung, (Hauptleitung, mit gewölbter Decke). Hievon kamen Fig. 23—23 a in lockerem Erdboden, bezw. aus Ziegel- oder Bruchsteinmauerwerk zur Anwendung, je nachdem an den betreffenden Stellen das eine oder das andere Material leichter zugänglich war. Boden und Wände erhielten einen Cementverputz von 5 cm Dicke. Entsprechend Fig. 24—24 a wurden Stollenstrecken bei beweglichem, und entsprechend Fig. 25 solche in festem Felsboden ausgeführt. Im letzteren Falle erhielt der vom Wasser benetzte Theil eine Bekleidung bestehend aus Ziegelmauerwerk mit 5 cm starkem Cementverputz.

Taf. **C**, Fig. 6 zeigt einen überschütteten Querschnitt dieser Leitung, angewendet an Stellen wo der Kanal mit Rücksicht auf die Temperatureinflüsse der Luft nicht genügend tief unter die Erdoberfläche zu liegen kam.

Die Wiener Hochquellen-Wasserleitung ist eines der grossartigsten Bauwerke dieser Art. Dieselbe wurde in der ursprünglichen Anlage in den Jahren 1870—73 mit einem Kostenaufwande von 14 Millionen Gulden ausgeführt. Ursprünglich geschah die Wasserentnahme von zwei südlich von Wiener Neustadt in den Alpen gelegenen Quellen, nämlich der entfernteren Kaiserbrunn-Quelle bei Kirchwang oberhalb der Station Bayerbach der Semmering-Bahn (363 m über der Donau) und der kleineren Stixensteiner Quelle bei der Station Ternitz (305 m über der Donau). Die Länge der Leitung von Kaiserbrunn bis Wien (Reservoir am Rosenhügel) beträgt 95,2 km und besteht theils aus in offener Grube ausgeführten gemauerten Kanalstrecken, theils aus Stollenstrecken und gemauerten Aquadukten. Das durchschnittliche Gefälle der Leitung ist 0,0028 und braucht das Wasser zum Durchströmen der Leitung ungefähr 24 Stunden. Das Wasser der Kaiserbrunn-Quelle hat selbst im Hochsommer eine Temperatur von nur 4,5 bis 5,0°; die Härte beträgt 7,3°.

Taf. **VII**, Fig. 26. Überhöhter Querschnitt mit Gehbankett der Gürtelleitung von Paris.

» Fig. 27. Gedrückter Querschnitt (Breslau).

Besonders zweckmässig für bedeckte Leitungen mit freiem Wasserspiegel erscheinen Monier-Röhren. Die Aktiengesellschaft für Monierbauten in Berlin liefert solche Röhren vor 200 mm bis zu 2000 mm Durchmesser, mit einer Wanddicke von bezw. nur 20 bis 90 mm. Nebstdem dieselben äusserst widerstandsfähig und dicht sind, erbieten sie auch noch den Vortheil, dass sie infolge ihres geringen Gewichtes leicht zu transportiren und zu verlegen sind.

c. Besondere Anlagen bei bedeckten Leitungen.

Auch bei bedeckten Leitungen können durch das Gefälle des Terrains stellenweise Abstürze erforderlich sein. Es können dies lothrechte Absätze

oder stärker geneigte Strecken sein. Bei der Wiener Hochquellen-Wasserleitung, wo das gewöhnliche Gefälle zwischen etwa 1 : 300 und 1 : 200 beträgt, giebt es solche Absturzstrecken mit einer Neigung von 1 : 5.

Bei bedeckten Leitungen sind behufs Zugänglichkeit bei Reparaturen, behufs Ventilation, etc. Einsteigeschachte (Inspektionsschachte) erforderlich, welche einen quadratischen Querschnitt von 0,6 bis 1,0 m Weite und bei bekriechbaren Kanälen einen gegenseitigen Abstand von etwa 80 bis 150 m, bei begehbaren dagegen einen solchen von etwa 150 bis 500 m und mehr zu erhalten pflegen.

Taf. C, Fig. 7—8. Einsteigeschachte bezw. der Wiener Hochquellen-Wasserleitung und der vorgenannten Quellwasser-Leitung von der Vigne und von Verneuil der Wasserversorgung von Paris. Erstere haben in den oberen Strecken mit kleinerem Querschnitt eine gegenseitige Entfernung von 94,8 m und in den unteren Strecken mit grösserem Querschnitt 414 bis 948 m, während die letzteren eine gegenseitige Entfernung von 500 m haben (Mh.—NA. 1892, S. 75, Pl. 18—19).

3. Druckleitungen.

a. Allgemeines.

Druckleitungen sind entweder Leitungen mit natürlichem Gefälle (Gravitations-Leitungen), welche einen so starken Zufluss erhalten, dass der Querschnitt vollständig gefüllt ist und das Wasser einen Druck erhält, oder es sind dies Leitungen in welchen der Druck durch Einpumpen des Wassers entsteht.

Druckleitungen kommen hauptsächlich bei der Wasserversorgung von Ortschaften vor, und zwar kommen dieselben immer zur Anwendung bei der Vertheilung des Wassers innerhalb des Verbrauchsgebietes, während die Zufuhr zu demselben entweder gleichfalls mittels Druckleitung oder auch durch Leitungen mit freiem Wasserspiegel geschehen kann. Gewöhnlich geschieht die Zufuhr unter Vermittlung eines in der Nähe des Verbrauchsgebietes befindlichen Hochbehälters, welchem das Wasser von der Entnahmestelle ohne oder mit Druck zufliesst, während es von hier in einer Druckleitung mit natürlichem Gefälle zum Verbrauchsgebiet geleitet wird.

So geschieht z. B. bei der Wiener Hochquellen-Wasserleitung die Zufuhr von den Entnahmestellen durch die oben beschriebene bedeckte Leitung mit freiem Wasserspiegel, welche in das in der Nähe der Stadt befindliche »Reservoir am Rosenhügel» mündet, während bei der Wasserversorgungsanlage von Helsingfors das Wasser von der Entnahmestelle am Wanda-Flusse zum Hochbehälter im Thiergarten emporgepumpt wird.

Nachdem die Geschwindigkeit des Wassers in den Druckleitungen zu gewissen Zeiten des Tages stellenweise sehr klein sein kann, so müssen solche Leitungen in den nördlichen Ländern zum Schutz gegen Frost wenigstens 2 m hoch mit Erde überdeckt sein. [1]) Den besten Schutz gewährt eine Überdeckung mit

[1]) Bei der Ausführung der Wiener Hochquellen-Wasserleitung war innerhalb der Stadt eine Erdbedeckung von mindestens 1,58 m und ausserhalb der Stadt eine solche von 1,9 m oberhalb der Rohroberkante vorgeschrieben.

Humus-Erde. Ein wirksames Mittel gegen Frost ist, das Wasser ständig in Bewegung zu erhalten, was zu Zeiten eines geringen Verbrauches (Nachtstunden) allenfalls durch freies Ablaufenlassen (Öffnen von Hydranten etc.) erreicht werden kann. Allein wegen der dadurch verursachten Steigerung des Wasserverbrauches soll von diesem Mittel nur im äussersten Nothfall Gebrauch gemacht werden. So betrug z. B. in Helsingfors, wo dieses Verfahren zeitweise angewendet werden musste, der dadurch bedingte Mehrverbrauch zeitweise bis zu 100 % des normalen (vergl. TFF. 1897, S. 177).

Die Druckleitungen werden immer als Rohrleitungen mit kreisformigem Querschnitt ausgeführt.

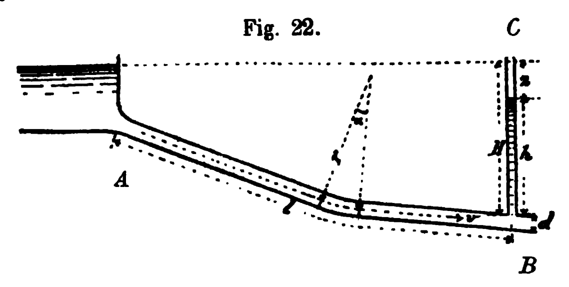
b. Dimensionen der Druckleitungen.

Bei den Druckleitungen ist der Durchmesser und die Wandstärke der Leitungsröhren zu bestimmen. Ersterer ist von der zu liefernden Wassermenge und den Druckverlusten, die Wandstärke dagegen vom Wasserdrucke, dem Durchmesser und der Beschaffenheit des Materiales abhängig.

Bestimmung des Durchmessers.

Während bei einer Rohrleitung AB (Textfig. 22) das Wasser im Zustand der Ruhe an einem Punkte B einen hydrostatischen Druck ansübt, infolge dessen dasselbe in einem Steigrohr BC bis zu der hydrostatischen Druckhöhe H steigt, erreicht es im Zustande der Bewegung nur die hydraulische Druckhöhe h welche um einen Druckhöhenverlust z kleiner ist, als die hydrostatische. Da bei Projektirung von Druchleitungen die hydrostatische Druckhöhe gegeben und eine bestimmte hydraulische Druckhöhe h erforderlich ist, so ist damit auch der zulässige Druckhöhenverlust $z = H - h$ als gegeben zu betrachten. Derselbe ist abhängig von der Geschwindigkeitshöhe $\frac{v^2}{2g}$, wenn v die Geschwindigkeit in der Leitung, und wird durch folgende Formel ausgedrückt:

Fig. 22.



$$z = \frac{v^2}{2g} + \zeta \frac{v^2}{2g} + \Sigma \zeta_1 \frac{\alpha}{90^\circ} \frac{v^2}{2g} + \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g} = \left(1 + \zeta + \Sigma \zeta_1 \frac{\alpha}{90^\circ} + \lambda \frac{l}{d}\right) \frac{v^2}{2g} \ldots (1$$

Hierin bedeutet $\frac{v^2}{2g}$ den zur Erreichung der Geschwindigkeit v verbrauchten Theil der Druckhöhe, $\zeta \frac{v^2}{2g}$ den Druckhöhenverlust durch die Kontraktion und den Rei-

bungswiderstand an der Einlaufmündung, $\Sigma \zeta_1 \frac{\alpha}{90^\circ} \frac{v^2}{2g}$ die Druckhöhenverluste durch den Stoss in den Krümmungen, $\lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}$ der Verlust durch den Reibungswiderstand des Wassers an den Rohrwänden, l die Länge und d den Durchmesser der Leitung. Demnach ist

$$v = \sqrt{\frac{2gz}{1 + \zeta + \Sigma \zeta_1 \frac{\alpha}{90^\circ} + \lambda \frac{l}{d}}} = \sqrt{\frac{2gzd}{\lambda l + d\left(1 + \zeta + \Sigma \zeta_1 \frac{\alpha}{90^\circ}\right)}},$$ daher mit

Rücksicht darauf, dass die Wassermenge

$$Q = \frac{\pi d^2}{4} v$$

$$d = \sqrt[5]{\frac{8Q^2}{\pi^2 g z}\left[\lambda l + d\left(1 + \zeta + \Sigma \zeta_1 \frac{\alpha}{90^\circ}\right)\right]} = 0{,}6073 \sqrt[5]{\frac{Q^2}{z}\left[\lambda l + d\left(1 + \zeta + \Sigma \zeta_1 \frac{\alpha}{90^\circ}\right)\right]} \quad \ldots (2$$

Hierin ist nach Weisbach:

$$\lambda = 0{,}01439 + \frac{0{,}0094711}{\sqrt{v}},$$

ferner für gewöhnliche Fälle im Mittel $\zeta = 0{,}505$ und

$$\zeta_1 = 0{,}131 + 0{,}163 \left(\frac{d}{r}\right)^{\frac{7}{2}},$$ wenn r der Krümmungshalbmesser der Röhre.

Nach Ganguillet & Kutter ist für gebrauchte (versinterte) Leitungen

$$\lambda = 0{,}000648 + \frac{0{,}000648}{\sqrt{d}} + \frac{0{,}0001621}{d},$$ nach

Darcy $\lambda = 0{,}01989 + \frac{0{,}0005078}{d}$ und nach

Dupuit $\lambda = 0{,}03025$, in welch letzterem Werth auch alle übrigen Widerstände von Krümmungen etc. einbegriffen wären.

Bei Vernachlässigung der Krümmungen [1]) ergiebt sich aus (2

$$d = 0{,}6073 \sqrt[5]{\frac{Q^2}{z}(\lambda l + 1{,}505\, d)} \quad \ldots . (3$$

Liegt überdies der Behälter A (Textfig. 22) ausserhalb der in Betracht gezogenen Strecke, so entfallen aus Formel (1 auch noch die Werthe $\frac{v^2}{2g} + \zeta \frac{v^2}{2g}$, welche auch

---

[1]) Während der Einfluss der Krümmungen bei den Leitungen ausserhalb des Verbrauchsgebietes meistens sehr gering ist und der bezügliche Druckverlust gegenüber jenem des Reibungswiderstandes vernachlässigt werden kann, macht sich derselbe innerhalb jenes Gebietes (namentlich bei den Hausleitungen) bei häufiger Wiederholung scharfer Krümmungen in höherem Grade geltend.

sonst bei langen Leitungen gegenüber den übrigen Verlusten meistens vernachlässigt werden können.[1]) Man erhält dann

$$d = 0{,}6073\sqrt[5]{\lambda\frac{Q^2 l}{z}} \ldots (4$$

Da in den obigen Formeln d auch unter dem Wurzelzeichen vorkommt (unmittelbar oder mittelbar, letzteres durch λ, bezw. v), so wird hiefür ein vorläufiger, ungefähr bestimmter Werth eingesetzt. Wird zu dem Behufe etwa $v = 0{,}3$ m angenommen (welche Geschwindigkeit in Wirklichkeit meistens überschritten wird), so ergiebt sich durch Einsetzung dieses Werthes in (4, die Formel von Dupuit

$$d = 0{,}3\sqrt[5]{\frac{Q^2 l}{z}} \ldots (5$$

welche zu jener vorläufigen Bestimmung von d verwendet werden kann.

Eine andere Herleitung des Rohrdurchmessers geschieht bei blosser Beachtung des Reibungswiderstandes nach folgendem Principe. Ist wieder z der zulässige Druckhöhenverlust am Ende B einer Leitung AB von der Länge l, so ist $\frac{z}{l} = I$ das relat. Gefälle der Gefällinie jenes Punktes B. Man hat dann wie bei Leitungen mit freiem Wasserspiegel

$$v = c\sqrt{RI}, \text{ worin } R = \frac{F}{p} = \frac{\frac{\pi d^2}{4}}{\pi d} = \frac{d}{4}, \text{ daher } v = c\sqrt{\frac{d}{4}\frac{z}{l}}.$$

Nachdem ferner $Q = \frac{\pi d^2}{4} v = \frac{\pi d^2}{4} c\sqrt{\frac{d}{4}\frac{z}{l}}$, so ist

$$d = \sqrt[5]{\frac{64\, Q^2 l}{\pi^2 c^2 z}} = 1{,}45\sqrt[5]{\frac{Q^2 l}{c^2 z}}$$

Hierin wird c nach den früher für unbedeckte Leitungen angegebenen Formeln bestimmt.

Werden zwischen A und B die an verschiedenen Punkten erforderlichen Druckhöhen als Ordinaten aufgetragen, so erhält man die Linie des nöthigen Druckes. Bleibt dann diese Linie unter der Gefällinie des Punktes B, so ist der für diesen Punkt berechnete Durchmesser auch für alle übrigen Punkte zwischen A und B genügend, widrigenfalls für diejenigen Punkte wo dies nicht der Fall, eine besondere Berechnung erforderlich ist.

Anderseits ist aber die Rohrweite nur so gross anzunehmen, dass über-

---

[1]) Nachdem die Geschwindigkeit in den Hauptrohren nur ausnahmsweise grösser als 1 m, so bleibt der Werth für $\frac{v^2}{2g}$ meistens unter 0,05 und daher jener für $\zeta\frac{v^2}{2g}$ unter 0,025.

all noch eine gewisse Druckhöhe erübrigt, da sonst in der Leitung ein Saugen und infolge dessen ein Entweichen von Luft aus dem Wasser stattfindet, welche dann der Bewegung des Wassers hinderlich ist.

Bei Druckleitungen mit künstlicher Hebung ist ferner der Durchmesser so zu bestimmen, dass die Summe der Anlagekosten und der kapitalisirten Betriebskosten zu einem Minimum wird. Dem entspricht in jedem einzelnen Fall eine bestimmte, finanziell günstigste Geschwindigkeit, welche nach O. Smreker gleich sein soll

$$v = \frac{4}{\pi}\sqrt{\frac{\mu}{\frac{M}{6} + \frac{3650}{3}sk}} \text{ und, da } \frac{\pi d^2}{4}\ v = Q,\ d = 2\sqrt{\frac{Q}{\pi v}}$$

worin μ die Anlagekosten für 1 m Zuleitung vom Durchmesser d, M die Kosten der maschinellen Anlage für je 1 PS, s die Stundenzahl des täglichen Betriebes, und k die Betriebskosten für eine Pferdekraftstunde bedeuten (ZdI. 1889).

Bei Verzweigungen werden für jede der zwischen den bezügl. Zweigpunkten gelegenen Strecken von den Längen $l_1\, l_2\, l_3\,..$ mit den Wassermengen von bezw. $Q_1\, Q_2\, Q_3\,..$ die Durchmesser $d_1\, d_2\, d_3\,..$ in obiger Weise besonders bestimmt, wobei die zwischen den Endpunkten dieser Strecken geltenden Druckhöhenverluste in Betracht kommen.

Als ein einfaches Beispiel über die Berechnung von Druckleitungen möge hier das bei Projektirung der Wasserversorgung des Bahnhofes Limburg a. d. Lahn befolgte Verfahren angeführt werden.

Das Wasser wird hier in einer Leitung von der Länge $l = 230$ m mittels Pumpe zu einem Hochbehälter auf 40 m Höhe gehoben, von wo es mit natürlichem Gefälle in einer Rohrleitung von der Länge $l_1 = 500$ m dem Bahnhofe zufliesst. Der Bedarf wurde für 48 Tenderfüllungen zu 8 cbm, nebst Werkstättenbedarf etc. gleich 480 cbm in 24 Stunden angenommen, welche in 10 stündiger Arbeit zu beschaffen sind. Demnach ist die sekundliche Wassermenge

$$Q = \frac{480}{10\,.\,60\,.\,60} = 0{,}01333 \text{ cbm.}$$

1) Die aufsteigende Rohrleitung. Hiefür wurde die Geschwindigkeit $v = 0{,}8$ m angenommen (nach Redtenbacher für Saugrohre $v \gtrless 1$ m), daher

$$\frac{\pi d^2}{4} = \frac{Q}{v} = \frac{0{,}01333}{0{,}8} = 0{,}0166 \text{ qm,}$$

dem ein Durchmesser $d = 0{,}145$ m entspricht, wofür $d = 0{,}15$ m, bezw. $\frac{\pi d^2}{4} = 0{,}0176$ genommen wurde. Dem entsprechend ist

$$v = \frac{Q}{\frac{\pi d^2}{4}} = 0{,}75 \text{ m.}$$

Für diese Geschwindigkeit beträgt nach der obigen Weisbach'schen Formel $\lambda = 0{,}025$, daher der Druckhöhenverlust

$$z = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g} = 1{,}1 \text{ m.}$$

2) Die absteigende Rohrleitung. Die Dauer einer Tenderfüllung wurde zu 4 Minuten angenommen. Daher beträgt die in der Sekunde zu liefernde Wassermenge

$$Q_1 = \frac{8}{4 \cdot 60} = 0{,}0333 \text{ cbm.}$$

Wird hier vorläufig $\lambda_1 = 0{,}025$, und der Druckhöhenverlust $z_1 = 4$ m angenommen, so ergiebt sich

$d = 0{,}6075 \sqrt[5]{\frac{\lambda_1 Q_1^2 l_1}{z_1}} = 0{,}195$ m, wofür $d_1 = 0{,}2$ m angenommen wurde. Für diese lichte Weite ergiebt sich die Geschwindigkeit

$v_1 = \frac{Q_1}{\frac{\pi d_1^2}{4}} = 1{,}05$ m und $\lambda_1 = 0{,}0237$, daher

$$z_1 = \lambda_1 \frac{l_1}{d_1} \frac{v_1^2}{2g} = 3{,}3 \text{ m.}$$

Mit Rücksicht auf die von der Pumpe zu liefernde Wassermenge $Q = 0{,}01333$ cbm $= 13{,}32$ Liter, bezw. kg, ist die Arbeitsleistung derselben bei 40 m Förderhöhe

$A = \frac{13{,}33 \times 40}{75} = 7{,}11$ PS und die erforderliche Bruttoleistung der Dampfmaschine

$N = \frac{4}{3} \times 7{,}11 \cong 10$ PS, (CBl. 1884, S. 507).

Bei ausgeführten Druckleitungen kann der an jeder Stelle vorhandene hydraulische Druck durch Anbringung eines Manometers unmittelbar gemessen werden.[1]) Durch Abzug desselben vom hydrostatischen Drucke ergiebt sich der Druckverlust.

Bei städtischen Wasserleitungen sind solche unmittelbare Druckbestimmungen insofern von Wichtigkeit, als man aus der Kenntniss des wirklichen Druckverlustes mit grösserer Sicherheit auf die nöthigen Rohrdurchmesser bei Erweiterungen des Rohrnetzes und auf die künftigen Druckverluste bei zunehmendem Verbrauche schliessen kann, als durch blosse Berechnung. Es ist nämlich der Druckhöhenverlust nach Formel (1 mit Rücksicht auf den Reibungswiderstand allein

$z = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}$, daher unter Beachtung dass $v = \frac{4Q}{\pi d^2}$

$$z = \lambda \frac{8l}{\pi^2 g} \frac{Q^2}{d^5}$$

Demnach ist für konstantes λ, bei gleichbleibendem Durchmesser d, der einer Wassermenge Q_1 entsprechende Druckhöhenverlust

[1]) Die Firma Dryer, Rosenkranz & Droop in Hannover liefert z. B. solche an Hydranten anzubringende Manometer mit selbstthätiger Aufzeichnung des in jedem Augenblick vorherrschenden Druckes auf einem beweglichen Papierstreifen.

$$z_1 = z \frac{Q_1^2}{Q^2}$$

und bei gleichbleibender Wassermenge Q, der einem Durchmesser d_2 entsprechende Druckhöhenverlust

$$z_2 = z \frac{d^5}{d_2^5}.$$

Es ist daher der Druckhöhenverlust direkt proportionirt mit dem Quadrate der Wassermenge, dagegen umgekehrt proportionirt mit der fünften Potenz des Rohrdurchmessers.

So erhielt beispielsweise bei der ursprünglichen vor ca. drei Decennien ausgeführten Wasserleitungsanlage in Helsingfors ein grösserer Theil der Leitungsröhren in den Strassen einen Durchmesser von 102 mm. Die Zunahme der Bevölkerung bezw. des Wasserverbrauches hatte jedoch in letzterer Zeit bei diesen Röhren so grosse Druckverluste zur Folge, dass die vorhandenen Druckhöhen nicht mehr genügten. Als dann diese Röhren durch solche von 152 mm ersetzt wurden, ergab sich an den betreffenden Stellen sofort eine wesentliche Steigerung des Druckes.

Die Wandstärke der Röhren.

Bei gewöhnlichen Rohrleitungen mit kleinerem Druck (bis zu etwa 10 Atm.) kann die Berechnung der Wanddicke δ unter Annahme der gleichmässigen Vertheilung der Zugspannungen in einem axialen Längenschnitte des Rohres geschehen. Mat hat dann, wenn k die zulässige Inanspruchnahme des Materials, p_1 den spec. inneren Druck (Wasserdruck nebst Atmosphärendruck) und p_2 den äusseren Druck (Erddruck, Grundwasser- oder Tagewasserdruck nebst Atmorphärendr.) bedeutet, bei Betrachtung der Längeneinheit des Rohres

$$2\delta k = p_1 d - p_2 (d + 2\delta)$$

$$\delta = \frac{1}{2} \frac{p_1 - p_2}{k + p_2} d$$

Wird mit $p = p_1 - p_2$ der innere Überdruck bezeichnet und im Nenner p_2 gegenüber k vernachlässigt, so erhält man bei Hinzufügung einer mit Rücksicht auf den praktischen Gebrauch erforderlichen Konstanten c

$$\delta = \frac{1}{2} \frac{pd}{k} + c.$$

Die Konstante c stellt die kleinste praktisch zulässige Dicke vor, welche zur Anwendung kommen muss, wenn $p = 0$, und wird zwischen etwa 7 und 9 mm angenommen. Ferner kann man bei Einführung von p im Atm. (bezw. kg/qcm) etwa annehmen, für Gusseisen $k = 200$ kg/qcm und für Schweisseisen bezw. Flusseisen $k = 1000$ kg/qcm. Es ergiebt sich daher für gusseiserne Röhren für beispielsweise 5 Atm. Überdruck und für den Mittelwerth $c = 8$ mm

$$\delta = 0{,}0135\, d + 8 \text{ mm}.$$

Bach schlägt vor, für $p \lessdot 10$ Atm.:

Für stehend gegossene Röhren $\delta = \frac{d}{60} + 7$ mm

» liegend » » $\delta = \frac{d}{50} + 9$ mm.

Für höheren Druck empfiehlt sich die folgende Formel von Bach:

$$\delta = \tfrac{1}{2} d \left(\sqrt{\frac{k + 0{,}4p}{k - 1{,}3p}} - 1 \right)$$

worin $k = 100$ bis 250 kg/qcm. Wenn sich nach dieser Formel kleinere Werthe ergeben als nach obigen, so sind jene massgebend.

Eine andere in der Praxis für höheren Druck häufig angewendete Formel ist jene von Brix:

$$\delta = \tfrac{1}{2} d \frac{p}{k} \left[1 + \tfrac{1}{2} \frac{p}{k} + \tfrac{1}{6} \left(\frac{p}{k} \right)^2 \right] + c.$$

So wurde beispielsweise bei Projektirung der in neuerer Zeit ausgeführten hydraulischen Kraftanlagen im Hafen von Bremen diese Formel benutzt und dabei für Gusseisen $k = 250$ kg/qcm und $c = 8$ mm angenommen. Für $p = 50$ Atm. ergab sich $\delta = 0{,}111\, d + 8$ mm (HZ. 1889, S. 28—AN. 1891).

c. Ausführung der Druckleitungen.

Bei kleinerem Druck können die Leitungen allenfalls aus Mauerwerk, Beton, Thonröhren oder aus Holz zur Ausführung kommen, während für grösseren Druck hiezu Gusseisen oder Schweisseisen bezw. Flusseisen (Stahl) angewendet wird.

Da das Mauerwerk und der Beton nur einen sehr geringen Widerstand gegen Zugspannungen besitzen, so eignen sich diese Materalien im Allgemeinen nicht für Druckleitungen, und können daher nur in Frage kommen bei sehr geringem inneren Überdruck oder überwiegendem äusseren Druck. In solchen Fällen werden derartige Leitungen namentlich bei grösserem Querschnitt mit Vortheil angewendet (namentlich bei Benutzung von Monier-Röhren). Desgleichen kommen hölzerne Leitungen und solche aus Thonröhren nur bei kleinerem Überdruck zu untergeordneten Zwecken zur Anwendung.

Bei der Wasserversorgung von Ortschaften werden meistens gusseiserne Röhren und zuweilen, namentlich bei grösserem Durchmesser und grösserem Druck auch Röhren aus Schweiss- oder Flusseisen angewendet.

Hölzerne Rohrleitungen.

Hölzerne Rohrleitungen werden am einfachsten durch Anwendung von ausgebohrten Baumstämmen hergestellt. Dieselben haben aber ausser dem Nachtheil

eines nur kleinen zulässigen Überdruckes in dieser Form auch den Nachtheil eines sehr beschränkten Querschnitts, bezw. einer nur kleinen Wassermenge. Ausserdem haben hölzerne Leitungen den Nachtheil geringer Dauerhaftigkeit, sowie dass bei denselben das Wasser durch die Fäulniss des Holzes bald einen schlechten Geschmack bekommt. Es werden daher derartige Leitungen nur mehr selten, für geringeren Bedarf, zu provisorischen Zwecken und allenfalls an Stellen wo eiserne Röhren schwer erhältlich sind, angewendet.

Ausser dieser primitiven Art giebt es auch noch hölzerne Leitungsröhren von grösserem Durchmesser, welche nach Art der Fässer aus durch eiserne Ringe zusammengehaltenen Dauben bestehen, sowie auch gepresste Röhren aus Holzmasse.

Zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit ist es angezeigt die hölzernen Röhren mit Creosot zu impregniren oder wenigstens mit Theer zu streichen.

Taf. **VII**, Fig. 28—29. Ausführung hölzerner Rohrleitungen. Man verwendet hiezu möglichst gerade Baumstämme (Föhren, Tannen, Fichten), welche ein Bohrloch erhalten, dessen Weite ungefähr gleich ist $^1/_3$ des äusseren Durchmessers. Dies geschieht mittels eines Handbohrers mit so langem Stiel, dass man durch Anbohren von beiden Enden durchdringt.

Die Verbindung der Röhren geschieht am besten entsprechend Fig. 28—28 a, durch stumpfen Stoss und Einschieben einer eisernen Hülse H in die Rohrenden. Zur grösseren Sicherheit gegen ein Aufspalten der Rohrenden, werden diese auch durch einen eisernen Ring a umschlossen. Eine andere Verbindungsart besteht in einem konischen Ineinandergreifen der Rohrenden, nach Art der Fig. 29, welche den Anschluss einer Zweigleitung darstellt.

Zum zeitweiligen Ausspülen des sich allenfalls ablagernden Schlammes werden solche Leitungen an tiefer gelegenen Stellen mit Reinigungsspunden versehen, bestehend aus Propfen die durch Herausschlagen geöffnet werden. Desgleichen werden an höher gelegenen Punkten solche Spunde zum Auslassen der sich dort sammelnden Luft angebracht, welche sonst der Bewegung des Wassers hinderlich ist.

Leitungen aus Thon- und Steingutröhren.

Hiezu können Röhren gleicher Art verwendet werden wie für städtische Abzugskanäle, nämlich Muffenröhren von etwa 0,6 bis 1,0 m Länge, deren Dichtung durch Einstemmen eines getheerten Hanfstrickes und Umlegen einer Thonwulst oder eines Cementvergusses geschieht. Derartige Leitungen haben zwar den Vortheil einer möglichst grossen Dauerhaftigkeit des Materials, vertragen aber nur einen sehr geringen Überdruck.

Taf. **VII**, Fig. 30. Beispiel einer Druckleitung aus Steingutröhren. Zur Bildung einer Form für den Cementverguss wurde hier ein hölzerner Reiterkasten K angewendet, der über die Verbindungsstelle geschoben, mit einer Thonwulst T umschlossen und dann wieder herausgezogen wurde. S ist ein Reinigungsspund mit Deckel.

Eiserne Rohrleitungen.

Die zu Druckleitungen gewöhnlich verwendeten gusseisernen Röhren werden bis zu etwa 1200 mm Durchmesser und in Längen von 3 und 4 m ausgeführt. Dieselben werden liegend oder stehend gegossen. Da durch letzteres Verfahren ein gleichmässigerer und dichterer Guss erhalten wird, so verdient selbes den Vorzug. Es werden aber, namentlich bei grösserem Durchmesser, auch geschweisste und genietete Blechröhren sowie gewalzte Röhren ohne Nacht (Mannesmann-Röhren) aus Schweisseisen oder Flusseisen angewendet. Ferner werden für die äussersten Verzweigungen der städtischen Wasserleitungen (Hausleitungen) gezogene Schweisseisenröhren und Bleirohre benutzt.

Zum Schutz gegen Rost erhalten die eisernen Leitungsröhren einen Überzug von Asphalt, Theer, Pech u. dgl. welcher Überzug bei erwärmtem Zustand der Röhren aufzubringen ist. Dies geschieht am besten durch Eintauchen der Röhren in die flüssige Schutzmasse, worin sie etwa $^1/_4$ Stunde liegen gelassen werden sollen.

Gewöhnliche Muffenverbindungen.

Die gusseisernen Leitungsröhren erhalten in der Regel Muffenverbindungen, welche durch Verstemmen mittels eines in Holztheer oder Leinöl getränkten Hanfstrickes und eines darauf folgenden Bleiringes gedichtet werden. Diese Verbindungen zeichnen sich durch eine für die meisten Fälle genügende Haltbarkeit und billige Herstellung aus.

Taf. VII, Fig. 31. Muffenverbindung (Muffenprofil) bei Gusseisenröhren (Istrianer Eisenbahnen). Der Dichtungshanf *b* wird bis zu ungefähr $^1/_2$ bis $^2/_3$ der Tiefe eingetrieben und darauf der mit Hilfe einer Thonwulst eingegossene Bleiring *a* mittels Meissel eingestemmt. Um den hiedurch, sowie auch durch ungleichförmige Setzungen verursachten Spannungen besser widerstehen zu können ist die Muffe am Ende durch eine Wulst verstärkt. Das Blei soll möglichst weich sein.

» Fig. 32. Deutsches Normalmuffen-Profil (gemeinschaftlich aufgestellt im Jahre 1882 vom Verein Deutscher Ingenieure und dem deutschen Vereine von Gas- und Wasserfachmännern). Die nachfolgenden Masse sind der bezüglichen Normal-Tabelle entnommen.

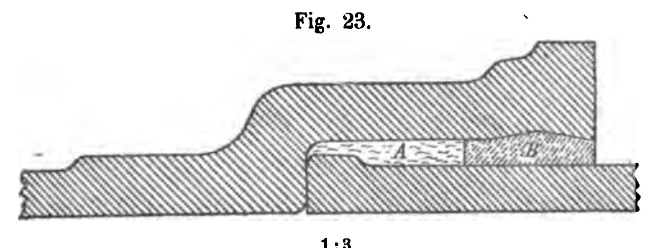
Licht. Durchm. des Rohres D	mm	50	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
Normale Wandstärke δ . . .	mm	8	9	11	13	14,5	16	17	19	21	22,5	24	26	28
Stärke der Dichtungsfuge f .	mm	7,5	7,5	8	8,5	9,5	10	10,5	11	12	12,5	13	13	13
Innere Fugentiefe t	mm	77	88	100	105	110	115	120	125	130	135	140	145	150
Dichtungstiefe t'	mm	65	74	83	85	88	91	94	96	98	101	104	106	108
Übliche Nutzlänge L . . .	m	2	3	3	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4

Annähernd ist $\delta = \frac{D}{60} + 7{,}5$ mm, die Dicke der Muffe im Inneren $y = 1{,}4\,\delta$ und am äusseren Ende $x = 7 + 2\delta$. Gemäss diesen Bestimmungen werden die Röhren auf 20 Atm. geprüft und eignen sich für einen Betriebsdruck von 10 Atm.

Man hat aber mit derartigen vollkommen glatten Muffen stellenweise die Erfahrung gemacht, dass bei grösserem Druck die Dichtung leicht herausgetrieben wird, weshalb man zur grösseren Sicherheit hiergegen die Muffenwand am äusseren Ende oft mit einer Rille versieht, durch welche der Bleiring festgehalten wird.

So hat man bei den älteren Zuleitungsröhren des Wasserwerkes von Helsingfors, welche mit glatten Muffen versehen sind, die Erfahrung gemacht, dass man dieselben einem Drucke von etwa 8 Atm. nicht aussetzen könnte ohne Gefahr dass die Dichtungen herausgetrieben würden. Es kamen daher in der Folge in Helsingfors und anderen finnischen Städten immer Muffen von der in Textfig. 23 (Röhre von 300 mm Dmr.) ersichtlichen Anordnung, mit einer keilförmigen Rille zur Anwendung.

Fig. 23.



1:3

Muffenprofil mit keilformiger Rille (Helsingfors).

Taf. **VII**, Fig. 33. Muffenverbindung der Wiener Hochquellen-Wasserleitung, mit halbkreisförmiger Rille. Diese Anordnung erscheint weniger zweckmässig als die vorige, da hiebei das Nachtreiben des Bleiringes erschwert wird. Es ist sogar denkbar, dass derselbe beim Verstemmen von dem in der Rille befindlichen Theil abgerissen wird.

Die Röhren sind hier wie auch bei Textfigur 23 am anderen Ende (Schwanzende) mit einer Verstärkungswulst versehen deren Hauptzweck es ist, ein Eindringen des für den Dichtungshanf allenfalls angewendeten Leinöls in das Innere des Rohres und die bezügl. Verunreinigung des Wassers möglichst zu verhindern. Ausserdem wird hiedurch wohl auch eine grössere Sicherheit gegen Beschädigungen dieses Rohrendes beim Transport und bei Setzungen erreicht.

Bei der neuersten finnischen Wasserleitungsanlage in Tammerfors wurde diese Wulst 3 mm hoch und je nach dem Rohrdurchmesser 15 bis 25 mm breit angenommen.

Taf. **C**, Fig. 10. Muffenverbindung mit beiderseitigen Rillen in Muffe und Schwanzende der Röhre (Wasserleitung von Upsala). Es ist dies eine zweckmässige Kombination der vorgenannten zwei Anordnungen, wobei die keilförmige Rille der Muffe ein Nachtreiben des Bleiringes ohne Gefahr des Abreissens gestattet (IFF. 1876).

Taf. **VII**, Fig. 34—34 a. Muffenverbindung von Forster mit Dichtung mittels Gummiring. Der Ring wird zuerst entsprechend Fig. 34 a an das Rohrende bei *a* angelegt, worauf sich derselbe beim Ineinanderschieben der Röhren von *a* nach *b* verschiebt. Hiebei wird der Ring gleichzeitig zusammengedrückt und dadurch ein dichter Anschluss an die Muffe erreicht. Das System kam beispielsweise in Newcastle zur Anwendung.

Sphärische Muffenverbindungen.

Nachdem die angeführen gewöhnlichen Muffenverbindungen nur geringe Abweichungen von der geraden Richtung des Rohrstranges zulassen, werden dort wo entweder in vorhinein stärkere Abweichungen erforderlich, oder durch ungleichförmige Setzungen des Bodens zu erwarten sind, und dadurch bei gewöhnlichen

Muffenverbindungen Undichtheiten und Rohrbrüche zu befürchten sind, s. g. sphärische Muffenverbindungen nach Art der Kugelgelenke angewendet.

Taf. **VII**, Fig. 35. Sphärische Muffenverbindung mit Bleiverguss bei der Wiener Hochquellen-Wasserleitung (Führung unter dem Wien-Flusse). Das nach einer Kugelfläche geformte Rohrende gestattete den 1,9 m langen Rohren von 950 mm Dmr. ein Auslegen in Curven bis zu 13 m Halbmesser.

Hiebei sollte die Leitung von den Ufern ausgehend bis zu 3,3 m Tiefe unter die Flusssohle gesenkt werden, so dass sie noch eine 2 m dicke Schotterüberdeckung erhalten konnte. Zu dem Zwecke geschah die Einlegung der Röhren zwischen beiderseitigen Fangdämmen, wo nach Ausschöpfung des Wassers der Erdaushub im Trockenen geschah. Das Wasser des Flusses wurde dabei mittels einer Schleuse durch die Fangdämme abgeleitet. Der fertige Rohrstrang wurde einer Probe von 12 Atm. Druck unterzogen und vollkommen dicht befunden. Zur Vermeidung von umgleichmässigen Setzungen und zum Schutz gegen Beschädigung durch das mit Säuren etc. verunreinigte Wasser des Wienflusses wurde der Rohrstrang vor der Überschüttung ganz in Beton eingehüllt.

Man kann aber mittels derartiger spärischer Muffen eine solche Leitung am Boden eines Flusses etc. auch durch unmittelbares Absenken des über Wasser hergestellten Rohrstranges ausführen. Hiebei müssen jedoch die Verbindungen so beschaffen sein, dass sie eine freie gelenkartige Bewegung der Röhren zulassen, ohne undicht zu werden. Die hiebei verwendeten Blei- oder Gummidichtungen müssen dann gegen eine Verschiebung bei jenen Bewegungen in entsprechender Weise festgehalten werden. Bei den Bleidichtungen geschieht dies mittels Rillen, womit das Blei entweder an der Muffe oder am Schwanzende der Röhre festgehalten wird. Das Absenken geschieht dann von festen oder von schwimmenden Gerüsten aus.

Taf. **C**, Fig. 9—9 a zeigt ein Beispiel dieser Art, nämlich das Absenken des Haupt-Zuleitungsrohres an den Seeboden bei der Wasserleitung von Tammerfors. Hiebei kamen blankgedrehte sphärische Muffen mit aufgezogenen Schweisseisenringen *R* und Bleiverguss *B* zur Anwendung, welch letzterer mittels Rille am Schwanzende der Röhre anhaftet (Fig. 9 a). Zur Vermeidung von Luftblasen im Bleiverguss wurde die Muffe mit Luftlöchern *L* versehen. Das Absenken des Rohrstranges geschah von einem Gerüste aus, allmählich, von einem Ende zum anderen fortschreitend (Fig. 9), wobei das Vergiessen der Verbindungen von einer beweglichen Plattform *P* aus geschah. Die Verbindung gestattete eine grösste Abweichung von 18°.

Eine Anlage gleicher Art kam vorher in Helsingfors (im Tölö viken) zur Ausführung. Der bezügliche Rohrstrang wurde hier auf 8 Atm. Druck geprüft und vollkommen dicht befunden.

» Fig. 10. Sphärische Muffenverbindung ähnlicher Art wie die vorige, angewendet bei den genieteten Blechröhren der Alameda-Wasserleitung der Spring-Valley Wasserwerke von San Francisco. Est ist dies eine Anordnung, welche bei der Kreuzung der Meeresbucht von San Francisco zur Anwendung kam, wobei zwei Rohrstränge von je 406 mm Weite an den Meeresboden versenkt wurden. Die Dichtung geschah auch hier durch eingegossenes und verstemmtes Blei. Die grösste Abweichung der einzelnen Röhren von der geraden Richtung betrug 20° (CBl. 1891, S. 78).

Taf. **VII**, Fig. 36—36 b. Sphärische Muffenverbindung von Badois (Wasserleitung der Stadt Albi), wobei die Dichtung durch einen eingelegten Gummiring erreicht

wird, welcher durch einen an die Muffe angeschraubten, aus zwei Theilen bestehenden Eisenring angepresst ist. Die Anordnung gestattet eine Abweichung von der geraden Richtung bis zu 30°.

Taf. **C**, Fig. 10. Sphärische Muffenverbindung gleicher Art wie die vorige, angewendet bei der Wasserleitung von Upsala, unter dem Fyris-Flusse (IFF. 1876).

Legen der Rohrleitungen.

Taf. **VII**, Fig. 37—37 a. Verfahren beim Legen der Rohrleitungen. Hiebei wird die Baugrube in den nördlichen Ländern bis zu wenigstens 1 $^1/_2$ bis 2 m Tiefe, mit einer Sohlenbreite von ungef. $d + 0{,}25$ m ausgehoben, wenn d der Rohrdurchmesser ist. Die Seitenwände werden möglichst steil angeordnet (mit etwa $^1/_{10}$ Anlage bis lothrecht) und je nach der Bodenbeschaffenheit, der Tiefe und der Dauer des Offenhaltens der Grube, entweder wie im vorliegenden Beispiel unversteift gelassen, oder es kommt eine aus wagrechten oder lothrechten verspreizten Bohlen bestehende Absteifung zur Anwendung (vergl. »Grundbau» Taf. 2 Fig. 35—36). Zur Minderung des Aushubes und zur Stützung der Seitenwände werden auch wie im vorliegenden Beispiel, in gegenseitigen Abständen entsprechend der Rohrlänge, Querwände von etwa 0,6 m Dicke übrig gelassen, und zum Durchstecken der Röhren entsprechend untertunnelt.

Das Hinablassen der Röhren geschieht entweder wie in Fig. 37 a mittels Seilen von Hand, oder (namentlich bei grösseren Dimensionen) mit Hilfe eines über der Baugrube aufgestellten, leicht transportablen Gerüstes und unter Anwendung von Flaschenzügen oder Winden.

Geschweisste und genietete Röhren.

» Fig. 38. Muffenverbindung bei geschweissten Schmiedeisenröhren mit angewalzter Muffe, wie solche beispielsweise von der Firma Schulz Knaudt in Essen bis zu 1400 mm Dmr. geliefert werden.

Bei grösserem Durchmesser werden auch genietete Schweisseisen- und Stahlröhren angewendet. So besteht z. B. die Wasserleitung der Elektrischen Anlage in Utah aus Stahlröhren von 1,83 m Dmr. und 9 $^1/_2$ bis 17 mm Wanddicke, welche in der Längen- und Querrichtung nach Art der Dampfkessel genietet sind (Eng. 1898. I. S. 230). Ferner besteht die im Jahre 1888 erbaute 42,2 km lange Alameda-Leitung der Spring-Valey Wasserwerke von San Francisco aus genieteten Röhren von 4,1 bis 5,7 mm Wanddicke, sowie die 42 km lange Leitung zur Wasserversorgung von Newark aus derartigen Blechröhren aus Siemensstahl, von 1,22 m Durchmesser und 6,4 bis 9,5 mm Wandstärke. Der grösste Druck dieser letzteren Leitung entspricht einer Druckhöhe von 107 m (CBl. 1891, S. 77).

Bei den zu Hausleitungen benutzten gezogenen Schweisseisenröhren von kleinerem Durchmesser geschieht die Verbindung meistens durch gegenseitige Verschraubung.

Im Allgemeinen zeichnen sich derartige Schweiss- und Flusseisen-Röhren vor den gusseisernen durch grössere Widerstandsfähigkeit und ein geringeres Gewicht aus.

Flanschenverbindungen, Formstücke.

Flanschenverbindungen kommen meistens nur bei höherem Druck, wo Muffenverbindungen keine genügende Dichtigkeit mehr gewähren, zur Anwendung. Bei gewöhnlichen Leitungen können diese Verbindungen an steilen Stellen angezeigt sein, wo Muffenverbindungen durch Verschiebungen leicht undicht werden.

» Fig. 39. Flanschenverbindung. Nach den vom Vereine deutscher Ingeniure und dem deutschen Vereine von Gas- u. Wasserfachmännern aufgestellten Bestimmungen ist annähernd:

die Flanschendicke $d = \frac{D}{40} + 16{,}5$ mm

der Flanschendurchmesser $D' = 1{,}11\, D + 120$ mm

Breite der Arbeitsleiste $b = \frac{D}{60} + 27$ mm

Höhe » » $h = 3$ bis 5 mm

Schraubendurchmesser $s' = \frac{D}{60} + 14{,}5$ mm

Schraubenlochdurchmesser $s = s' + 2$ bis $s' + 2{,}5$ mm.

Anzahl der Schrauben $i \gtrless 0{,}022\, D + 3$.

Die Flanschenverbindungen werden durch Einlegen eines Gummi- oder Lederringes gedichtet.

Taf. **VII**, Fig. 40. Flanschenverbindung mit nur 2 Befestigungsschrauben. Diese beispielsweise bei den Leitungen der hydraul. Kraftanlagen in den Häfen von Antwerpen und von Bremen angewendete Anordnung hat den Vortheil der bequemen Zugänglichkeit der Schrauben (HZ. 1889—NA. 1891, Pl. 47—48).

Die Flanschenverbindung kommt hauptsächlich bei hydraulischen Kraftanlagen sowie bei stärkerem Gefälle zur Anwendung, wo die Röhren einer Verschiebung in der Längenrichtung ausgesetzt sind und Muffenverbindungen dadurch undicht würden.

Taf. **VII**, Fig. 41—45. Formstücke (Façonröhren) für gusseiserne Muffen-Rohrleitungen, und zwar sind Fig. 41 und 42 s. g. Abzweige, Fig. 43 Übergangsrohr, Fig. 44 Überschieber und Fig. 45 Krümmer.

Die in Fig. 41 & 42 dargestellten Formstücke kommen jedoch nur bei grösseren Abzweigungen der Strassenleitungen zur Anwendung, während die kleineren Abzweigungen der Hausleitungen einen unmittelbaren Anschluss durch Anbohren der Strassenleitungen erhalten. Bei leerer Strassenleitung kann ein solcher Anschluss durch unmittelbares Anschrauben an dieselbe, oder mit Hilfe einer s. g. Klemm-Muffe geschehen, während bei gefüllter Strassenleitung die letztere Anordnung erforderlich ist.

Taf. **C**, Fig. 12—13 zeigt die diesbezüglichen, beispielsweise in Helsingfors angewendeten Anordnungen des Anschlusses von Hausleitungen. Bei Anwendung der Klemm-Muffe für den Anschluss an eine gefüllte Leitung (Fig. 13) wird die Muffe mittels einer untergelegten Gummischeibe dicht angeschraubt, die Röhre durch den offenen Hahn H angebohrt und sodann dieser geschlossen, worauf die Hausleitung an diesen angeschraubt wird. Bei leerer Strassenleitung wird die Hausleitung unmittelbar an die Muffe angeschraubt.

d. Erprobung der Wasserleitungsröhren.

Zur Vermeidung der Anwendung von schadhaften Röhren, welche zu Störungen im Betriebe durch Rohrbrüche Veranlassung geben können, pflegt man die Wasserleitungsröhren vor ihrer Verwendung einer Erprobung zu unterziehen. Dies

geschieht durch Abschluss der Enden mittels zweier, durch Spannstangen mit einander verbundener Platten und durch Einpumpen von Wasser, dessen Druck mittels Manometer gemessen wird. Hiebei kann eine gewöhnliche Feuerspritze zur Anwendung kommen (vergl. HZ. 1867, Bl. 372, Fig. 25). Der anzubringende Druck soll in der Regel wenigstens 5 Atm. mehr betragen, als der hydrostatische Druck der Leitung. Man pflegt auch den Probedruck gleich dem zwei — bis dreifachen hydrostatischen Druck der Leitung anzunehmen.

Bei den Röhren für die Wasserversorgung der dalmatinischen Eisenbahnen geschah die Erprobung nach der Formel $A_p = (8 + 1{,}5\, A_f)$ Atm., wobei A_p den Probedruck und A_f den faktischen Maximaldruck der Leitung bedeutet (ÖZ. 1878).

Auch fertige Rohrstränge werden zuweilen auf diese Weise erprobt, wie dies beispielsweise bei einzelnen Strecken der Wiener Hochquellen-Wasserleitung geschehen ist.

e. Besondere Theile und Anlagen der Druckleitungen.

Absperrschieber.

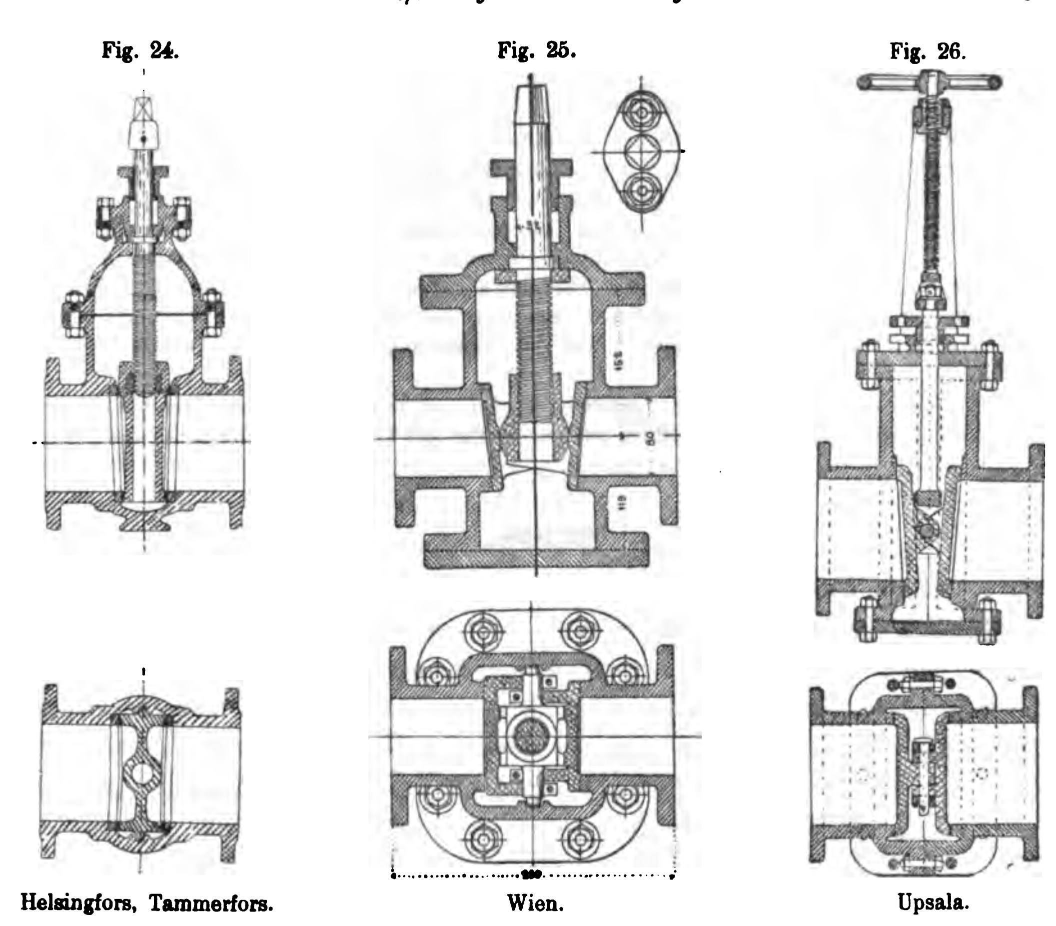
Um bei allfälligen Rohrbrüchen etc. einzelne Theile der Leitung ausser Betrieb setzen zu können, werden sowohl die Hauptzuleitungsrohre, als auch die Verzweigungen von denselben, mit Absperrschiebern versehen. Zur Vermeidung von Stössen durch den Wasserstrom müssen dieselben so beschaffen sein, dass die Absperrung allmählich geschieht. Zu dem Behufe bestehen die Schieber aus einer keilförmigen Schieberplatte, welche zum Absperren der Leitung mittels Schraubenspindel quer in den Rohrlauf niedergeschoben wird. Dieselbe ist entweder eintheilig oder sie besteht aus zwei um ein Charnier beweglichen Theilen. Behufs leichter Zugänglichkeit befinden sich die Schieber in einem mittels Klappe verschlossenen Schieberkasten aus Holz oder Mauerwerk.

Taf. **VII**, Fig. 46—46 a. Älterer Absperrschieber der Wasserleitung von Magdeburg. Diese Anordnung ist insofern unzweckmässig, als die Schieberplatte *a* seitwärts von der Schraubenspindel *b* angebracht ist, wodurch infolge der excentrischen Kraftwirkung die Bewegung der Platte erschwert wird. Die Bewegung der Spindel geschieht durch Ansetzen eines Schlüssels oder eines Handrades an den viereckigen Spindelkopf.

Die nachstehenden Textfiguren 24 bis 26 zeigen drei andere Anordnungen von neueren Absperrschiebern mit centrischem Angriff der Spindel.

Bei der Wiener Hochquellen-Wasserleitung wurden für Röhren grösserer Weite die Schieber mit horizontaler Spindel angeordnet, wodurch die bei gewöhnlicher Anordnung sonst erforderlich gewesene grössere Tiefenlage der Röhren vermieden und eine bequemere Handhabung des Schiebers erzielt wurde.

Taf. **C**, Fig. 14—14 a zeigt noch eine selbstthätige Absperrklappe, den s. g. Armstrongschieber, wie selber beispielsweise bei den Wasserleitungen von Liverpool, Glasgow, und später auch bei der Hochquellen-Wasserleitung in Wien zur



Helsingfors, Tammerfors. Wien. Upsala.

Anwendung kam. Dieselbe bezweckt die selbstthätige Absperrung der Leitung bei einem allfälligen Röhrenbruch und besteht aus einer Drosselklappe D welche am Ende ihrer horizontalen Spindel an der Aussenseite des Rohrstranges eine Scheibe S trägt, über welche eine mit Gewichten Q beschwerte Kette läuft. Dieses Gewicht hat das Bestreben die Klappe zu schliessen, wird jedoch daran durch die Sperrklinke E verhindert, die in den Sperrhaken F der Scheibe S eingreift. Am anderen Ende wird wieder die Klinke E von einem anderen, mit dem Gegengewicht K versehenen Sperrhaken G gestützt, welcher am Ende einer Achse GZ_1 (Fig. 14 a) sitzt und durch das am Ende eines seitlichen Rohrstutzens befindliche Zahnradpaar Z_1Z in Bewegung gesetzt wird. Die lothrechte Spindel BC des Zahnrades Z trägt in der Mitte einen bis zum Rohrstrang reichenden wagrechten Arm, welcher hier eine flache Scheibe A trägt, so dass sie ihre flache Seite der Strömung zukehrt, während das andere Ende des Armes ein Gegengewicht H trägt.

So lange nun die Geschwindigkeit des Wassers eine gewisse Grenze nicht übersteigt, bliebt das Scheibenblatt A, durch die Wirkung des Gewichtes K, in seiner Lage. Wenn aber auf der stromabwärtz gelegenen Seite ein Röhrenbruch eintritt, so wird die Geschwindigkeit des Wassers längs des Rohres voraussichtlich wachsen, und die Scheibe A vorwärtz gepresst. Infolge dessen wird der Sperrhaken G zurückgezogen, die Klinke E ausgelöst und die Scheibe S durch das Gewicht Q in Bewegung gesetzt, bezw. die Drosselklappe D geschlossen. Dadurch, dass die Spindel der Drosselklappe um ca. 40 m/m excentrisch liegt, macht sich beim Schliessen nebst dem Gewichte Q auch der Wasserdruck geltend.

Zur Vermeidung von Stössen beim Schliessen der Klappe wird die Bewegung des Gewichtes *Q* durch den am anderen Ende der Kette in einem Cylinder befindlichen Kolben *P* dadurch verzögert, dass das obere Ende des Cylinders durch eine kleine Röhre *L* mit dem kleinen Behälter *R* in Verbindung steht, in welchen das über dem Kolben befindliche Wasser emporgepresst wird. Durch eine zweite Röhre *M* steht der Boden des Cylinders mit dem Behälter in Verbindung.

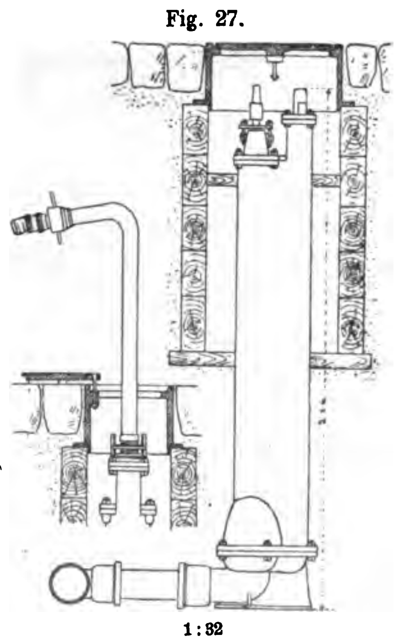
In der ersteren Röhre *L* ist ein Abschlusshahn *I* angebracht, der durch einen Hebelarm *N* bewegt wird. Sobald die Scheibe *S* bezw. die Drosselklappe anfängt sich zu bewegen, hebt ein an der Scheibe angebrachter Stift den Hebelarm *N* und schliesst so allmählich den Hahn *I*, wodurch das Drehen der Klappe immer mehr verzögert wird. Hiedurch nimmt das Abschliessen eine Zeit von etwa drei Minuten in Anspruch.

Soll die Klappe wieder geöffnet werden, so muss eine kleine Handpumpe *H* benutzt werden, um den Kolben auf den Boden des Cylinders niederzudrücken (Mh.).

Hydranten.

Behufs Wasserentnahme in den Strassen zu Feuerlöschzwecken, Besprengen der Strassen etc. werden an den Strassenleitungen in gewissen gegenseitigen Abständen (etwa 40 bis 100 m) s. g. Hydranten angebracht. Es sind dies in gemauerten oder hölzernen Kasten befindliche, mit einem Absperrventil versehene Rohraufsätze, an welche zu obgenannten Zwecken ein Schlauch angeschraubt wird, dem nach Öffnung des Ventils das Wasser zuströmt. Der Kasten ist mittels einer Klappe geschlossen.

Fig. 27.



1:32
Hydrant (Helsingfors).

Dort wo der Schnee in den Strassen längere Zeit liegen zu bleiben pflegt wird die Lage der Hydranten durch an den Hauswänden angebrachte Tafeln erkenntlich gemacht, durch Angabe des Abstandes winkelrecht von der Wand und event. auch jenes in der Strassenrichtung.

Taf. VII, Fig. 47—47 a. Hydrant der Wasserleitung von Magdeburg, mit gemauertem Kasten.

Nebenstehende Textfig. 27 zeigt die Anordnung der in Helsingfors angewendeten Hydranten mit hölzernem Kasten.

Luftventile, Ausgusscisternen, Schlammkasten, Entlastungskasten, Abstürze.

Da sich aus dem Wasser Luft ausscheidet welche zu den höher gelegenen Punkten der Leitung emporsteigt, so muss derselben Gelegenheit zum Anstritt aus der Leitung bereitet werden, da sonst grössere Luftsammlungen der Fortbewegung des Wassers hinderlich sind. Dies geschieht entweder durch Anbringung von Lufthähnen gleicher

Art wie die Hydranten, durch deren zeitweiliges Öffnen die Luft ausgelassen wird, oder durch Anbringung von selbsthätigen Luftventilen, die so beschaffen sind, dass sie aus der Leitung stets die Luft, nicht aber das Wasser entweichen lassen.

Taf. **VII**, Fig. 48. Selbsthätiges Luftventil der Wiener Hochquellen-Wasserleitung. Es ist dies ein Kegelventil, welches mit einer Schwimmkugel in Verbindung steht, so zwar, dass bei vorhandener Luft das Ventil niedersinkt und den Anstritt der Luft gestattet, während beim Steigen des Wassers bis zur Schwimmkugel, diese, und damit auch das Ventil gehoben und die Öffnung geschlossen wird.

» Fig. 49. Selbsthätiges Luftventil mit cylindrischem Schwimmer (Normalien der Donetz'schen Steinkohlenbahn).

Wenn das Längenprofil einer Leitung so beschaffen ist, dass das Wasser von den höchsten Punkten mit natürlichem Gefälle ablaufen kann, so kann es vortheilhaft sein, an diesen Punkten s. g. Ausguss-Cisternen anzuordnen, bei welchen zugleich die Luft einen Austritt findet.

Da sich ferner namentlich an den tiefsten Stellen der Leitung Schlamm-Ablagerungen bilden, so werden hier zum Auspülen der Leitung s. g. Ablässe oder Schlammkasten angebracht welche durch Öffnen eines Hahnes entleert werden, wie aus dem folgenden Beispiel zu ersehen. [1]

Taf. **C**, Fig. 15—17 a. Anlagen der Wasserleitung der Station Sebenico (Dalmatien). Das aus der Kerka entnommene Wasser wird entsprechend dem Längenprofil Fig. 15 bis zu einem 183,7 m über Meeresfläche gelegenen Bergrücken A_1 emporgepumpt und dort in eine Ausgusscisterne von der in Fig. 16—16 a ersichtlichen Anordnung entleert. Von hier fliesst das Wasser mit freiem Gefälle über drei andere, gleichfalls mit derartigen Ausgusscisternen versehenen Bergrücken A_2, A_3 und A_4, so dass jede Rohrstrecke von einer Höhe bis zur nächsten ganz unabhängig als kommunicirendes Rohr (Syphon) wirkt. An den tiefsten Punkten B_1, B_2 und B_3 dieser Syphons befinden sich Schlammkasten von der in Fig. 17—17 a ersichtlichen Anordnung (ÖZ. 1878).

» Fig. 18. Ausguss-Cisterne der Wasserleitung der Station Cafanaro in Istrien, zu gleichem Zwecke angewendet wie im vorigen Beispiel. Dieselbe besteht aus einem runden gusseisernen Behälter mit Überlaufrohr, an den sich unten das Ein- und Ablaufrohr anschliesst (ÖZ. 1878).

Bei Leitungen mit grösserem Gefälle werden zuweilen zur Vermeidung eines zu grossen Druckes und eines Zerreissens der Leitung Abstürze und Entlastungskasten eingeschaltet, zwischen denen der grösste Druck der gegenseitigen lothrechten Entfernung jener Anlagen entspricht. Anlagen dieser Art sind aus nachfolgendem Beispiel zu ersehen.

Taf. **D**, Fig. 1—4. Wasserleitungsanlage der Station Rachitovich in Istrien. Diese Station wird von einer 350 m hoch gelegenen Quelle mit Wasser versehen, welche entsprechend Fig. 1—1 a mittels Sickerschlitzen gefasst, in einem Wasserschloss gesammelt und von dort entsprechend Fig. 2 mittels einer steilen Rohrleitung von 60 mm Dmr. der Station zugeführt wird.

Bei einem Abhang von 11 m Höhe wurde diese Rohrleitung durch einen Ab-

---

[1]) Bei den Strassenleitungen geschieht das Spülen durch zeitweiliges Öffnen tiefer gelegener Hydranten.

sturz unterbrochen, welcher entsprechend Fig. 3 in Form eines in den Felsen getriebenen Schachtes ausgeführt ist. Der Schacht wurde angelegt, da ein offener Absturz an der senkrechten Wand ein Vertragen des Wassers durch den dort ungewöhnlich starken Bora-Wind befürchten liess.

Ausserdem wird diese Leitung noch sechsmal durch Entlastu'ngskasten unterbrochen, so dass in keinem Theil der Leitung ein grösserer Druck als 5 bis 6 Atm. (entsprechend 50 bis 60 m Druckhöhe) vorkommt, wodurch trotz der grossen Höhendifferenz zwischen Quelle und Station keine abnormale Wanddicke bei den Röhren erforderlich war. Diese Entlastungskasten (Fig. 4—4 a) sind gusseiserne Gefässe, welche unten den Ein- uud Ablauf haben, und am Deckel mit einem Überlaufrohr versehen sind, durch dessen Verlängerung oder Verkürzung die Höhendifferenzen der einzelnen Theilstrecken geregelt werden können.

In steilen Böschungen wurden zur Vermeidung des Hinabrutschens und der einseitigen Dilatation durch die Einflüsse der Temperatur stellenweise grössere Steine in die Grubensohle fest eingelassen auf welcher die Röhren in Vertiefungen ruhen und sich mittels an denselben betestigter Rohrschellen an die Steine anlegen. Zur Vermeidung des Abrutschens des Deckmaterials liess man in solchen steilen Partien von Zeit zu Zeit ein etwa 1 m langes Stück des Grabens stehen, durch welche Theile dann die Leitung tunnelartig durchgeschoben wurde (OZ. 1878).

Apparate zur Kontrolle des Wasserverbrauches.

Der Wasserverbrauch geschieht entweder unentgeltlich oder gegen Zahlung einer im Verhältniss zum Verbrauche stehenden Abgabe. Ersteres ist nicht nur der Fall bei allen öffentlichen Brunnen, wie solche mehr oder weniger in allen Städten vorgesehen sein müssen, und bei der Entnahme von Hydranten zum Strassenspülen etc., sondern zuweilen auch ganz allgemein. Es hat aber dieses System den Nachtheil dass dabei leicht bedeutende Wasservergeudungen stattfinden.

Bei der Benutzung des Wassers gegen Zahlung einer Abgabe wird diese entweder schätzungsweise bestimmt (nach der Grösse der Miethe, der Anzahl Wohnzimmer etc.), oder auf Grund einer unmittelbaren Messung der verbrauchten Wassermengen. Der erstere Vorgang hat gleichfalls den Nachtheil der Möglichkeit von schwer nachweisbaren Wasservergeudungen, weshalb das letztere Verfahren, wenn auch hiebei durch die nöthige Anschaffung von Messapparaten mehr oder weniger erhebliche Kosten erwachsen, immer den Vorzug verdient. [1])

Die Messung des Wassers geschieht durch Anwendung von calibrirten Hähnen, geaichten Behältern oder mittels besonderer Wassermesser. Die gewöhnlich benutzten Wassermesser sind von zweierlei Art, nämlich Volumenmesser und Geschwindigkeitsmesser.

---

[1]) So betrug in Helsingfors vor der obligatorischen Einführung von Wassermessern (unter Bestimmung der Abgaben nach der Anzahl Wohnzimmer) in den Jahren 1894—96 der Verbrauch 61 bis 67 l, nachdem aber nur 51 bis 55 l pro Tag und Kopf. Erfahrungsgemäss kan aber bei unkontrollirter Benutzung der Verbrauch bis auf das Doppelte der sonst erforderlichen Mengen steigen. Es ist daher von Wichtigkeit, dass bei Projektirung von Wasserversorgungsanlagen auf diese Umstände Rücksicht genommen werde.

Die Volumenmesser sind zwei- oder mehrcylindrige Kolbenpumpen (daher auch Kolbenmesser genannt), durch welche das zu messende Wasser passirt, so dass bei jedem von einem Zählwerk markirten Kolbenhub die im Cylinder enthaltene Wassermenge durchfliesst. Da hiebei nicht die geringste Wassermenge ungemessen durchfliessen kann, so hat dieses System den Vortheil der grösstmöglichen Genauigkeit, wogegen aber diese Apparate verhältnissmässig theuer sind, einen bedeutenden Druckverlust verursachen und viel Raum erfordern.

Die Geschwindigkeitsmesser sind von verschiedener Konstruktion, haben aber alle einen rotirenden Theil gemeinsam, gewöhnlich ein Schaufelrad (Flügelrad) nach Art des hydrometrischen Flügels, dessen Bewegung mit der Geschwindigkeit des Wassers zunimmt und auf ein Zählwerk übertragen wird, wo die durchgeflossenen Wassermengen unmittelbar abgelesen werden können (Turbinenmesser). Diese Apparate haben den Vortheil der Billigkeit, verhältnissmässig kleiner Druckverluste und eines kleinen Volumens, jedoch den Nachtheil einer weniger zuverlässigen Genauigkeit und giebt es bei jedem Apparate eine gewisse Geschwindigkeitsgrenze, wobei das Rad nicht mehr in Bewegung gesetzt wird, daher das Wasser ungemessen durchfliesst.

Man pflegt daher bei grösserem Rohrdurchmesser mit dem entsprechenden grösseren Messer auch noch einen kleinen in der Weise in Verbindung zu bringen, dass kleinere Wassermengen durch den letzteren fliessen und von diesem gemessen werden.

Taf. VII, Fig. 50. Wassermesser von H. Meinecke jr. (Breslau), bestehend aus einem in die Rohrleitung eingeschraubten Gehäuse mit Flügelrad und Zählwerk. Rechts ist vor dem Einlauf zum Gehäuse eine durchlöcherte Seiherplatte ingesetzt zu denken, zur Abbaltung von etwa im Wasser mitgeführten Gegenständen, welche den Gang des Apparates beeinträchtigen könnten. Dieser Apparat hat eine ausgedehnte Anwendung (auch bei den Wasserleitungen in Finnland hauptsächlich benutzt) und wird für Rohrleitungen von 7 bis 250 mm Dmr. geliefert. Derselbe soll die durchgeflossene Wassermenge bei 2 bis 150 m Druck bis auf 2 % genau angeben.

Eine grosse Verbreitung hat auch der nach dem gleichen Principe gebaute Apparat von Siemens & Halske in Berlin (vergl. HZ. 1869, Bl. 435), sowie jener von Dreyer, Rosenkranz & Droop in Hannover.

Ein zwar selten angewendeter, aber in theoretischer Beziehung interessanter Wassermesser eigenthümlicher Art ist der s. g. Venturimeter. Es ist dies ein Geschwindigkeitsmesser, beruhend auf dem zuerst von Venturi (1796) aufgestellten Principe der Bestimmung der Geschwindigkeit aus den an einer normalen und einer verengten Stelle der Leitung vorhandenen hydraulichen Druckhöhen.

Taf. D, Fig. 5 zeigt einen solchen Venturimeter im Längenschnitt, wie solcher beispielsweise beim Wasserwerke von Newark in Amerika in Anwendung ist (ZfB. 1895, Erg. Heft. S. 90).

Sind hiebei A und B die zwei fragligen Stellen mit bezw. normalem und ver-

engtem Querschnitt F und $F_1 = \frac{F}{n}$, ferner die bezüglichen, mittels Manometer gemessenen hydraulischen Druckhöhen h nnd h_1 und die Geschwindigkeiten v und $v_1 = nv$, so ist, wenn H die hydrostatische Druckhöhe jener Stellen bezeichnet

$$\begin{array}{l} h = H - \frac{v^2}{2g}, \\ h_1 = H - \frac{v_1^2}{2g} \end{array} \quad \text{somit } h - h_1 = \frac{1}{2g}(v_1^2 - v^2) = \frac{v^2}{2g}(n-1), \; v = \sqrt{\frac{2g(h-h_1)}{n-1}}.$$

4. Über- und Unterführungen von Wasserleitungen.

Bei der Kreuzung von Wasserleitungen mit Thälern, Flüssen, Kanälen etc. können Überführungen durch s. g. Aquadukte (Wasserleitungs-Brücken) oder Unterführungen mittels s. g. Düker (Syphons) und Dükertunnel in Frage kommen.

Aquadukte haben den Vortheil einer leichteren Zugänglichkeit behufs Reparaturen etc. und (namentlich bei Leitungen mit offenem Wasserspiegel) auch den Vortheil eines geringeren Gefällsverlustes als dies bei Dükern der Fall ist, wogegen dieselben oft den Nachtheil grösserer Anlagekosten, und der unvortheilhaften Einwirkung der Lufttemperatur haben, sowohl auf das Wasser, als in gewissen Fällen auch auf das Bauwerk selbst (bei gemauerten Aquadukten für Leitungen mit freiem Wasserspiegel, welche schwer wasserdicht zu halten sind).

a) Aquadukte.

Je nach dem Zwecke der Leitung, der Wassermenge, dem verfügbaren Kapital und den örtlichen Verhältnissen werden die Aquadukte aus Holz, aus Eisen oder aus Mauerwerk ausgeführt. Die Berechnung und Ausführung geschieht im Allgemeinen nach den Regeln des Brückenbaues.

Hölzerne Aquadukte.

Wegen der Vergänglichkeit des Materials eignen sich hölzerne Aquadukte hauptsächlich nur für Leitungen, die nur zeitweilig in Anwendung sind, sowie für Leitungen bei denen zeitweilige Unterbrechungen der Wasserzufuhr behufs Reparaturen statthaft sind, wie dies beispielsweise bei s. g. Wasserriesen (Flumen) zu Zwecken der Holzflösserei, bei Bewässerungskanälen, und bei den Werkkanälen häufig der Fall ist. Dagegen sind derartige Anlagen zur Wasserversorgung von Ortschaften weniger geeignet und werden hiezu auch nur selten angewendet. Die folgenden Beispiele zeigen einige Anwendungen dieser Art.

Taf. VII, Fig. 51—52 a. Norwegische Wasserriesen zum Zwecke des Holzflös-

sens. Es sind dies aus Bohlen zusammengesetzte viereckige Rinnen (Flossrinnen), welche durch in gegenseitigen Abständen von etwa 1 m angebrachte Rahmen zusammengehalten und meistens wie in Fig. 51—51 a von unbearbeiteten runden Baumstämmen oder gezimmerten Balken getragen wird. Dieselben werden in passenden gegenseitigen Abständen durch hölzerne Böcke, welche auf Steinsockeln aufgestellt sind, oder durch Joche mit eingerammten Pfählen unterstützt. Um bei Stockungen der Hölzer etc. die Rinne an allen Punkten bequem zugänglich zu machen, befindet sich seitwärts ein Gehsteg mit Geländer.

Bei Fig. 52—52 a wird die Flossrinne (über einer Bucht des Glommen) von zwei hölzernen Fachwerksträgern grösserer Spannweite getragen. Diese Anordnung der Träger ist jedoch im Allgemeinen nicht zu empfehlen.

Taf. **D**, Fig. 6. Wasserriese für den Transport von Holz, wie solche von Alters her in den Alpen gebräuchlich sind. Die Wände bestehen hier aus stärkeren Hölzern, so dass sich die Rinne selbst trägt und besondere Träger hiebei entbehrlich sein können. Die grössere Dicke der Wände erscheint aber auch wegen ihrer verhältnissmässig grossen Abnützung durch die geflössten Hölzer angezeigt (ÖW. 1876, S. 281).

» Fig. 7. Amerikanische Wasserriese für den Holztransport. In Amerika giebt es beispielsweise an der Central Pacific-Bahn solche Anlagen bis zu 30 km Länge, mit einem grössten Gefälle bis zu 1 : 25 und kleinsten Radien von 60 m, gewöhnlich aber mit einem Gefälle bis zu etwa 1 : 50. Der Querschnitt ist hier dreieckig während das Tragwerk von ungefähr gleicher Art zu denken ist wie in Taf. VII, Fig. 51—51 a (ÖW. 1876, S. 281).

» Fig. 8. Einfacher hölzerner Aquadukt für die Überführung eines Bewässerungsgrabens über einen Bach oder Kanal. Boden und Seitenwände bestehen hier aus je einer Bohle von bezw. 9 bis 15 cm und 6 bis 12 cm Dicke, und trägt sich die Rinne selbst. Die Überdachung bezweckt eine Erhöhung der Dauerhaftigkeit (Pr.).

» Fig. 9—9 c. Aquadukte des Westkanals des Bear River-Bewässerungssystems in Utah (Engg. Nws. 1896, I. Febr.).

» Fig. 10. Aquadukt in einem Bergwerksdistrikt Californiens, welcher in einer Länge von 148 m längs einer hohen Felswand geführt und an dieser aufgehängt ist (bracket-flume). Die Aufhängung geschah mit Hilfe von eisernen Konsolen welche in gegenseitigen Entfernungen von 2,44 m an der Felswand befestigt wurden. Dieselben bestehen aus in der Wand befestigten starken Eisenringen, in welche die aus *z* förmig gebogenen Eisenbahnschienen bestehenden Konsolen eingehängt sind, nebstdem die letzteren am oberen Ende von in der Wand verankerten Hängestangen von 20 mm Stärke gefasst sind (ÖZ. 1885, S. 35).

Bei gewissen Aquadukten, namentlich jenen von Leitungen zur Wasserversorgung von Ortschaften, kann sowohl gegen die Einwirkung des Frostes als auch gegen jene der Sonnenstrahlen eine Isolirung des Wassers durch schlechte Wärmeleiter erforderlich sein. Die folgenden Figuren zeigen einige Beispiele dieser Art.

Taf. **VII**, Fig. 53. Hölzerner Aquadukt in der Gemarkung Neckargemünd über einen Eisenbahneinschnitt, wobei die aus Bohlen bestehende Wasserrinne in einer aus Balken bestehenden Tragrinne, mit einer Hinterfüllung von Stroh, eingebettet ist.

Taf. **D**, Fig. 11. Hölzerner Aquadukt der Wasserleitung von Wiborg, bestehend in der Überführung der zum Hochbehälter führenden Druckleitung von 305 mm Dmr. über ein Gewässer, unter Benutzung einer aus 7 Öffnungen bestehenden hölzernen Sprengwerks-Strassenbrücke von ca. 100 m Länge. Hiebei wurde die in einen hölzernen Kasten eingeschlossene und entsprechend isolirte Leitung an den

Querträgern der Brückenbahn aufgehängt. Die Isolirung besteht aus einer Umhüllung des Rohres mittels Pappe, dann einer Schicht von Kuhhaar-Filz und darauf wieder einer Umhüllung von Pappe, nebst einer Füllung des Kastens mit gestossenen Holzkohlen.

An den Enden des Aquaduktes sind überdies Ablasshähne angebracht, welche in strengen Winternächten offen gehalten werden, um das Wasser ständig in Bewegung zu erhalten.

Eiserne Aquadukte.

Die eisernen Aquadukte bestehen theils aus Leitungen mit offenem Wasserspiegel in Form von Blechrinnen, welche entweder sich selbst tragen oder ein besonderes Tragwerk erhalten, theils bestehen dieselben aus Druckleitungen mit eisernem Tragwerk. Letzteres besteht meistens aus gewalzten Trägern, Blechträgern oder Fachwerksträgern gleicher Art wie selbe bei gewöhnlichen Brücken zur Anwendung kommen.

Taf. **D**, Fig. 12—12 c. Eiserner Aquadukt für die Überleitung eines Baches über den Haupt Zuleitungskanal der Bruchhausen-Syke-Thedinghauser Meliorationsanlage (Prov. Hannover), in Form einer sich selbst tragenden Blechrinne von 14 m Länge 1,5 m Breite und 1,03 m Höhe. Zur Vermeidung von Auskolkungen durch die Wirbelbildungen an den Mündungen des Aquadukts ist der Boden hier durch eine mit Pfahlreihen eingefasste Pflasterung befestigt, nebstdem der Querschnitt des Gerinnes hier erweitert ist.

Behufs Benutzung als Gehsteg ist der Aquadukt mit einem auf Querschwellen ausgelegten Bohlenbelag versehen (HZ. 1892, S. 44. Bl. 5).

Taf. **VII**, Fig. 54—54 a. Aquadukt eines Bewässerungskanals bei den Bewässerungsanlagen von Frenzdorf, bestehend aus einer durch ⊤ und ⊥ Eisen versteiften und von drei gewalzten I Eisen getragenen Blechrinne von 1,0 m Breite und 0,75 m Wassertiefe. Oben wird die Rinne durch stellenweise aufgenietete Flacheisen zusammengehalten.

» Fig. 55—55 a. Aquadukt der Pariser Vanne-Wasserleitung, von 30 m Lichtweite, über einen zweigeleisigen Eisenbahneinschnitt. Das Tragwerk besteht hier aus einer Fachwerkskonstruktion mit auf der unteren Gurtung liegenden Querträgern und sekundären Längsträgern, welche die für die Aufnahme des Wassers bestimmte Blechrinne tragen. Die Leitung besteht im Übrigen aus einem doppelten Rohrstrang von je 1,15 m Dmr.

» Fig. 56. Übergang der Wasserrinne zum gemauerten Widerlager bei eisernen Aquadukten. Die hier angedeutete, am beweglichen Ende des Aquaduktes anzuwendende Anordnung, besteht aus einem rinnenförmig durchgebogenen Blechstreifen, der einerseits an der Wasserrinne, andererseits am Widerlager wasserdicht befestigt ist, und durch seine gebogene Form nach Art einer Feder die durch den Einfluss der Temperatur bedingten Längenänderungen des Aquaduktes gestattet, ohne undicht zu werden. Am anderen, festen, Ende kann statt dessen in gleicher Weise ein ebenes Blech angewendet werden.

Auch bei eisernen Aquadukten kann gegen die Einflüsse des Frostes und der Sonnenwärme eine Isoliring des Wassers mittels schlechter Wärmeleiter erforderlich sein. Dies ist namentlich bei Druckleitungen mit zeitweilig kleiner Geschwindigkeit der Fall. Eine Anlage dieser Art zeigt das folgende Beispiel.

Taf. **D**, Fig. 13—13 a. Wasserleitungsbrücke über den Wanda-Fluss bei Helsingfors. Diese Anlage bezweckt die Überführung eines Saugrohres von 457 mm

Durchmesser über den Fluss, von den Filtern zum Pumpwerke, und ist eine Blechbrücke von 18,4 m lichter Weite 1 m Höhe und 6 mm Blechdicke. Zum Schutz gegen den Frost erhielt das Rohr zuerst eine Umwickelung von asphaltirtem Dachfilz, dann eine doppelte Schichte von Kuhhaarfilz, darauf eine 76 mm dicke Schichte von Strohbinden von 25 mm Dicke und darauf eine Umwickelung von mit Leinöl gestrichenem Segeltuch. Darauf ist die Brücke ganz mit gestossenen Holzkohlen gefüllt, welche Füllung von einem auf den unteren Gurten aufliegenden Bohlenbelag getragen wird. Zur grösseren Sicherheit wurde zu beiden Seiten des Leitungsrohres noch je ein Dampfrohr eingelegt, welche sich hinter dem Widerlager mit einem vom Pumphause kommenden Zuleitungsrohr vereinigen. Die hinter den Widerlagern lothrecht emporsteigenden Theile des Leitungsrohres sind gleichfalls in Kohle eingebettet (Tkn. 1896, S. 26).

Die folgenden zwei Beispiele zeigen noch zwei eiserne Aquadukte eigenthümlicher Art.

Taf. **D**, Fig. 14—14 a. Eiserner Aquadukt mit doppelter Rohrleitung in Bozen (Tirol). Diese im Jahre 1877 nach dem Projekte des Verfassers von der ehemaligen Firma I. Körösi in Graz ausgeführte Anlage besteht aus einer Blechbrücke, welcher unter Benutzung der gemauerten Pfeiler einer alten Strassenbrücke mit mehreren Öffnungen und hölzernem über die Pfeiler hinaus ragendem Oberbau, ohne Beeinträchtigung des Verkehrs, seitwärtz von der Fahrbahn zur Ausführung kam. Dies geschah in der Art, dass an den Pfeilern kräftige Fachwerkskonsolen befestigt wurden, welche über die Brückenbahn so weit hinausragen dass sie für den neben der Brückenbahn laufenden Aquadukt als Stützen dienen.

Zum Schutz gegen Frost wurde auch hier unter Benutzung eines hölzernen Bodenbelages eine isolirende Hinterfüllung eingebracht.

» Fig. 15—15 e. Kabel-Aquadukt über die Trême der Wasserleitung der Stadt Bulle (Kant. Freiburg). Die Anordnung besteht aus zwei mittels Fachwerk gegen einander versteiften Kabeln, an welchen die Rohrleitung entsprechend Fig. 15 b & 15 c aufgehängt ist (Schweiz Bauztg. 1888—NA. 1888).

Gemauerte Aquadukte.

Die gemauerten Aquadukte sind gewölbte Brücken, welche entweder eine unbedeckte oder bedeckte Leitung mit offenem Wasserspiegel, oder eine Druckleitung tragen. Dieselben bestehen wie die gewöhnlichen Brücken aus Mauerwerk mit natürlichen Steinen, aus Zigelmauerwerk oder aus Beton.

Taf. **VII**, Fig. 57—57 a. Gemauerter Aquadukt mit einfachen halbkreisförmigen Gewölben, der Wiener Hochquellen-Wasserleitung (Thalübersetzung bei Liesing). Der überwölbte Leitungskanal hat eine Breite von 2,6 m und ist von ebenso dicken Widerlagern eingefasst. Bebufs Dichtung wurde ursprünglich auch hier wie bei den übrigen Theilen der Leitung ein 5 cm starker Cementverputz angebracht, es hat sich jedoch bald erwiesen, dass hiedurch die nöthige Dichtheit nicht erreicht wurde. Es bildeten sich nämlich infolge der Formveränderungen des Objektes durch die Einwirkung der Temperatur (Ausbauchung durch einseitige Erwärmung durch die Sonne, Verkürzung durch Abnahme der Temperatur) im Verputze Risse, welche zum Durchsickern des Wassers Veranlassung gaben. Man bekleidete daher später die Wasserrinne mit einem elastischen Gemisch von Asphalt, Goudron und Kautschuk.

Die Wiener Hochquellenleitung hat sechs solche grössere Thalübersetzungen, von denen jene bei Liesing und Baden je ca. 730 m lang sind (Mh.—ÖW. 1891, S. 217—HZ. 1891, S. 217—vergl. ÖZ. 1878. Bl. 16).

Taf. VII, Fig. 58—58 a. Aquadukt bei Roquefavour des Bewässerungskanals bei Marseille, bestehend aus s. g, Etagenbau mit Gewölben in 3 Stockwerken.

» Fig. 59—59 a. Aquadukt der Pariser Vanne-Wasserleitung über die Thalsenkung von Moret. Dieses Bauwerk besteht aus einer gewölbten Brücke mit elliptischen und halbkreisförmigen Hauptgewölben und darüber befindlichen sekundären Gewölben in zwei Stockwerken über einander, von denen jedoch nur die untere das Bauwerk über die ganze Breite durchbricht, während die obere aus Blindbögen besteht, wie aus Fig. 59 a zu ersehen.

Obenauf liegt unbedeckt die aus einem doppelten Rohrstrang von je 1,15 m Durchmesser bestehende Druckleitung, auf Mauerklötzen von 0,4 × 0,4 m Querschnitt und 2 m gegenseitiger Entfernung (NA. 1873, Pl. 3—4).

Taf. E, Fig. 1 & 2. Neuere Aquadukte aus Stampfbeton mit segmentförmigen Gewölben, und zwar führt ersterer eine unbedeckte Wasserleitung über die Murg bei Weissenbach in Baden (erbaut 1885—Schweiz. Bztg. 1888—LL. I. S. 411), während letzterer zur Überführung der Druckleitung der Stadt Kufstein über den Sparchenbach dient (ÖM. 1895, S. 82).

Düker, Dükertunnel.

Die Düker (Syphons) sind Unterführungen von Leitungen unter Wasserläufen, Kanälen, Thälern etc. und bestehen bei Leitungen mit freiem Wasserspiegel aus kommunicirenden Röhren während sie bei Druckleitungen im Allgemeinen von gleicher Art sind wie die Leitung im Übrigen und entweder in früher beschriebener Weise (unter Anwendung von sphärischen Muffenverbindungen) in den Boden verlegt, auf denselben niedergesenkt, oder in besondere überall zugängliche Dükertunnel verlegt werden (Untertunnelungen).

Bei der ersteren Art geschieht die Ausführung ähnlich wie bei gewöhnlichen Durchlässen, und bestehen solche Düker aus dem Einlauf- und Auslaufobjekt und der dieselben verbindenden Rohrleitung. Das hiebei verwendete Material besteht aus Mauerwerk, Beton, Monierröhren, Steinzeugröhren, Gusseisen- oder Blechröhren, nebstdem in einzelnen Fällen hiefür auch Holz zur Anwendung gekommen ist.

Zur Minderung des von den Dükern bedingten Gefällsverlustes ist es zweckmässig die Mündungen trichterförmig zu erweitern.

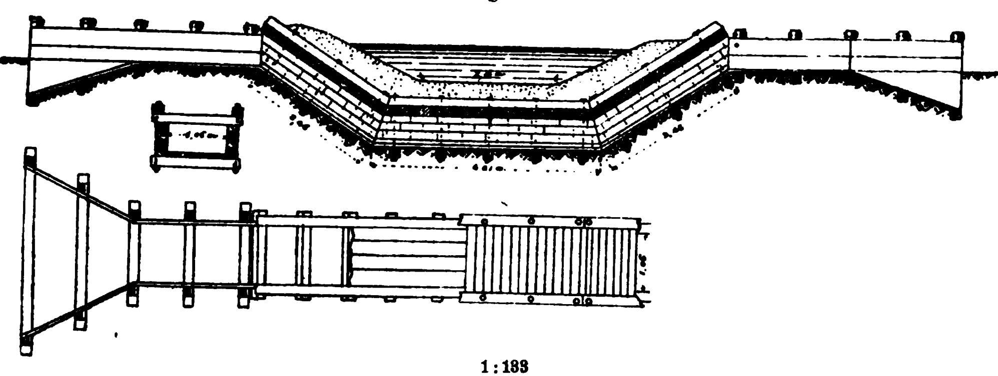
Taf. VII, Fig. 60—60 a. Düker des Bewässerungskanals von Carpentras unter dem Bregoux-Flusse, bestehend aus einer doppelten Betonröhre.

» Fig. 61—61 a. Unterführung des Cavour-Kanals (Bewässerungskanal in Ober-Italien) unter dem Sesia-Flusse, mittels eines fünftheiligen gemauerten Dükers mit elliptischen Kanälen von je 5,0 × 2,4 m Weite.

Taf. E, Fig. 3—3 c. Eiserner Düker zur Unterleitung eines Bewässerungskanals der Bruchhausen-Syke-Thedinghauser Meliorations-Anlage in Hannover unter der Eiter. Die Anlage besteht aus einem doppelten Blechrohr von je 1,3 m Durchmesser und 21,6 m Länge. Die Einlaufmündungen sind auf 1,6 m Durchmesser erweitert (HZ, 1892, Bl. 5).

Die nachstehende Textfigur 27 zeigt noch die Unterführung des Corinne-Bewässerungskanals am Bear River (Utah) unter einem alten Kanal mittels eines hölzernen Dükers.


Fig. 27.



1 : 133

Hölzerner Düker des Corinne Bewässerungskanals (Utah).

Taf. **VII**, Fig. 62. Eiserner Röhrendüker des Verdonkanals, bei Übersetzung eines Thales bei St. Paul. Die Anlage besteht aus zwei frei liegenden Blechröhren von 1,776 m Durchmesser, 8 mm Blechstärke, einer Länge an den seitlichen Böschungen des Thales von 76,49 m und 84,01 m und an der Thalsohle von 98,06 m. An den oberen Enden gehen diese Röhren von zwei gemauerten Behältern aus, an welche sich einerseits der Einlauf und andererseits der Auslauf des unbedeckten Kanales anschliesst. An der Thalsohle werden diese Röhren auf der einen Seite von einer Strasse mittels Brücke übersetzt, nebstdem dieselben zu beiden Seiten über vorhandene Wasserläufe geführt sind. Zur Ausgleichung der durch die Einwirkung der Temperatur bedingten Längenänderungen befinden sich in den Böschungsstrecken und in der Sohlenstrecke je ein dosenförmiger Dilatationsring *d*. Die Rohre liegen auf Rollenlagern, die auf eingerammten Pfählen befestigt sind (NA. 1876).

Taf. **VIII**, Fig. 1—1 a. Dükertunnel unter dem Wien-Neustädter Schifffartskanal für die Wasserleitung des Staatsbahnhofs in Wien. Die Anlage besteht aus zwei gemauerten Schachten und einem dieselben verbindenden gusseisernen Rohr von elliptischem Querschnitt, von 1,11 m × 0,87 m Weite in bezw. lothrechter und wagrechter Richtung, in welchem Tunnelrohr das 237 mm weite Wasserleitungsrohr verlegt ist.

Die Ausführung des Tunnelrohres geschah entsprechend Fig. 1 a, in der Weise, dass dasselbe unter gleichzeitiger Ausgrabung des Bodens mittels Schrauben durchgepresst wurde (ÖZ. 1871).

» Fig. 2—2 a. Dükertunnel unter dem Drac-Fluss, der Wasserleitung von Grenoble. Der Tunnel ist hier, behufs Erreichung eines Bodens mit geringerem Wasserandrang, in grösserer Tiefe unter dem Flussbette ausgeführt und mit Mauerwerk von 0,4 m Dicke verkleidet. Die Querschnittsform (Fig. 2 a) ist elliptisch, von 3,03 m lichter Weite in horizontaler und 1,8 m in vertikaler Richtung. An den Enden befinden sich zwei vertikale Schachte von bezw. 27,8 m und 26,5 m Tiefe, in welchen die zwei Rohrstränge der Leitung von 0,7 m lichter Weite emporgeführt sind.

In ähnlicher Weise geschah die Unterfahrung des Harlem-Flusses durch die New-Yorker Wasserleitung (vergl. ÖW. 1889, S. 351) [1]).

[1]) Weitere Beispiele über Düker folgen bei den »Schifffahrtskanälen .

D. Reinigung des Wassers.

Bei der Entnahme des Wassers aus Flüssen, Teichen und Seen zur Versorgung von Ortschaften, ist dasselbe meistens nicht genügend rein um unmittelbar verwendet werden zu können, weshalb es in der Regel vorher einer besonderen Reinigung unterzogen werden muss. Dies kann in zweifacher Weise geschehen, durch Filtration oder durch chemische Behandlung. Bei beiden Verfahren kann eine vorherige theilweise Reinigung durch natürliche Ablagerung stattfinden.

Die Reinigung mittels Filtration beruht darauf, dass man das Wasser durch Sandschichten, oder durch poröse Körper anderer Art durchsickern lässt, wobei die Unreinlichkeiten hauptsächlich wie bei einem Sieb durch Ablagerung an der Oberfläche, theils aber auch im Inneren durch Adhäsion zurückgehalten werden. Das chemische Reinigungsverfahren dagegen besteht darin, dass die Beimengungen des Wassers durch Zusatz von verschiedenen Mitteln ausgefällt und dann theils durch Ablagerung theils durch Filtration ausgeschieden werden.

Das erhaltene Reinwasser (bei der Filtration auch Filtrat genannt) wird in besonderen Reinwasser-Behältern gesammelt, bevor es in die Leitung gelangt.

Die Art des in einem jeden einzelnen Fall anzuwendenden Reinigungsverfahrens hängt theils vom Charakter der Beimengungen ab, theils vom Grade der verlangten Reinheit des Reinwassers, sowohl in Bezug auf dessen Durchsichtigkeit und die unschädlichen Beimengungen, als auch mit Rücksicht auf den zulässigen Bakteriengehalt[1]). Im Allgemeinen ist die Reinigung desto schwieri-

[1]) Die Durchsichtigkeit des Wassers wird durch Feststellung derjenigen Tiefe bestimmt, bis zu welcher eine Marke am Boden eines Gefässes noch sichtbar ist. So betrug beim Wasserwerke in Helsingfors im Jahre 1899 die Durchsichtigkeit des ungefilterten Wanda-Wassers im Maximum 50 cm im Minimum 5 cm und im Mittel 30 cm, während diejenige des gefilterten Leitungswassers bezw. 75, 44 und 69 cm betrug. Es wurde daher die Durcksichtigkeit durch die Filtration im Mittel um 100 % erhöht.

Wenn die Durchsichtigkeit 75 cm untersteigt, so erscheint das Wasser schon in kleineren Mengen, wie in einer Flasche nicht mehr klar, unter 65 cm unrein und unter 45 cm trübe und widerlich (vergl. Tkn. 1899, S. 8).

Der Bakteriengehalt betrug gleichzeitig im Flusse, im Maximum 19,040 im Minimum 96 und im Mittel 2,005 Keime pro cbcm, und im Leitungswasser bezw. 974, 12 und 79 Keime pro cbcm.

ger, je mehr fein vertheilt die Beimengungen sind, doch genügt in den meisten Fällen eine Reinigung mittels Sandfiltern, ausser wenn Beimengungen von fein vertheiltem Thonschlamm, sowie Verunreinigungen durch Farbstoffe mineralischen oder vegetabilischen Ursprungs vorkommen, für deren Beseitigung andere Mittel erforderlich sein können.

Es ist daher in jedem einzelnen Fall die Wahl des zweckmässigsten Reinigungsverfahrens auf Grund von vorherigen Versuchen vorzunehmen [1]).

I. Filtration.

Je nachdem zur Filtration natürliche, oder in künstlicher Weise aufgetragene Filterschichten angewendet werden, unterscheidet man natürliche und künstliche Filter. Zur letzteren gehören die Sandfilter und Filter anderer Art.

a. Natürliche Filter.

Dieses Verfahren besteht darin, dass man bei geeigneter Beschaffenheit des Bodens (Sand, Kies, Schotter), an den Ufern der für die Entnahme bestimmten Gewässer, das Wasser durch diesen Boden durchsickern lässt, worauf es in s. g. Filterkanälen (Filtergängen, Filtergallerien, Saugkanälen) aufgefangen und von dort in die Leitung abgeführt wird. Anstatt Filterkanälen werden in gleicher Weise auch Brunnen angewendet. Hiebei dringt das Wasser sowohl durch den Boden als auch durch Öffnungen in den Seitenwänden der Kanäle ein.

Dieses Verfahren hat zwar den Vortheil der Einfachheit und Billigkeit in der Anlage und Unterhaltung, jedoch den Nachtheil, dass der Filterboden durch die ständige Aufnahme von Unreinlichkeiten allmählich verunreinigt und verstopft, daher die Filtration weniger wirksam wird und die Ergiebigkeit der Filterkanäle abnimmt, nestdem sich im Boden allmählich freie Durchflusskanäle bilden können, welche das Wasser ungefiltert durchfliessen lassen. Infolge dessen ergiebt sich bei diesen Anlagen die Nothwendigkeit die alten Kanäle, im Verhältniss der Abnahme der Ergiebigkeit, zu verlängern oder neue anzulegen. Letzteres ist namentlich der Fall, wenn die alten Anlagen nicht mehr genügend reines Wasser liefern. Man ist daher auch in neuerer Zeit von derartigen, früher vielfach gebräulich gewesenen Filteranlagen abgekommen.

Mit diesen Anlagen sind jedoch nicht zu verwechseln die in der Ausfüh-

---

[1]) Derartige Versuche wurden beispielsweise beim Wasserwerke in Helsingfors vor Erbauung der neuen Filter im Jahre 1890 ausgeführt, wobei als Probefilter mit Filtermaterial gefüllte Thonröhren von 400 mm Dmr. zur Anwendung kamen (vergl. Tkn. 1892).

rung zwar gleichartigen, jedoch in der Wirkungsweise verschiedenen Sammelkanäle der früher beschriebenen Art, zur Aufnahme des denselben zufliessenden Quellwassers bezw. Grundwassers aus einem Grundwasserstrom. Wenn derartige Sammelkanäle, wie es zuweilen geschieht, an den Ufern von Flüssen, Seen etc. angelegt werden, so geschieht dies nur zum Auffangen des von höher gelegenen Gebieten nach jenen Ufern zuströmenden reinen Quell- bezw. Grundwassers, dessen Verunreinigung durch das Grundwasser des angrenzenden Flusses etc. möglichst vermieden werden soll.

Die folgenden Beispiele zeigen einige ältere Filteranlagen dieser Art.

Taf. **VIII**, Fig. 3—3 a. Ältere Wasserversorgungsanlage von Toulouse durch Filtergänge am linken Ufer der Garonne. Das Wasser wird hier aus unterirdischen Filterkanälen I, III, IV und aus einer Anzahl Brunnen II entnommen, welche in eine Sand- und Kiesbank von 4 m Mächtigkeit am Ufer des Flusses in entsprechender Tiefe eingebaut sind. Das Reinwasser fliesst nach einem Sammelbrunnen beim Pumphause *P* ab, von wo es über die Brücke *B* nach der am anderen Ufer gelegenen Stadt befördert wird. Der erste dieser Filterkanäle I wurde bereits anfangs der Dreissigerjahre ausgeführt und erhielt einen kleineren rechteckigen Querschnitt und eine Länge von ca. 200 m sowie eine Entfernung von ca. 60 m vom Flusse. Als dessen Wassermenge bald nicht mehr genügte wurde eine neue Filteranlage in Form von einer ca. 90 m langen Reihe von 11 Brunnen II dem Ufer entlang abgesenkt. Infolge von zu naher Lage am Flusse bezw. ungenügend dicker Filterschicht wurde jedoch von diesen Brunnen ungenügend reines Wasser erhalten, weshalb bei den folgenden Erweiterungen die Filterkanäle III und IV mehr landeinwärtz verlegt und in der in Fig. 3 a ersichtlichen gewölbten Form aus Mauerwerk in Mörtel mit 2,8 m lichter Breite und 2,65 m Höhe ausgeführt wurden. Das Wasser erhält hier den Zutritt theils durch den offenen Boden, theils durch in den Seitenwänden angebrachte Thonröhren. Zur Verstrebung der Seitenwände wurde auf je 7 m Länge ein Sohlengewölbe von 1 m Breite eingebaut.

» Fig. 4—4 a. Sammelkanal des Wasserwerkes von Königsberg. Dieser Kanal *K* (Fig. 4) wurde in einer Länge von 5165 m mit der in Fig. 4 a ersichtlichen Querschnittsanordnung am Ufer eines Teiches *T*, theilweise denselben kreuzend, in der Absicht angelegt, das von einer wasserführenden Sandschicht kommende reine Grundwasser aufzufangen, wogegen das unreine Teichwasser vom Kanal möglichst ferngehalten werden sollte. Zu dem Behufve wurde der Kanal oberst mit einer Thonschicht *b* und darüber einer Schicht Dammerde *a* abgedeckt. Behufs Zurückhaltung des Sandes der wasserführenden Schicht und zur Filtration des allenfalls von oben eindringenden Tagewassers wurde der in den Seitenwänden mit Sickerfugen von 20 mm Weite versehene Kanal unterst bis zu den Kämpfern des Gewölbes mit Steinschlag hinterfüllt, worauf die Baugrube mit einer Kiesschicht *e*, dann mit einer Schicht *d* von grobem Sand und schliesslich mit feinem Sand *c* gefüllt wurde.

Die Anlage entsprach jedoch insofern nicht den Erwartungen, als unreines Oberflächenwasser dennoch in den Kanal eindrang und das Leitungswasser verunreinigte.

» Fig. 5. Saugkanal der Kaiser Ferdinands-Wasserleitung in Wien. Bei dieser in der ersten Anlage bereits im Jahre 1843 ausgeführten, seit der Eröffnung der Hochquellenleitung jedoch nur mehr für Nutzwasser angewendeten Wasserleitung, wird das Wasser durch natürliche Filtration aus gemauerten Saugkanälen gewonnen, welche in einer Entfernung von 120 bis 200 m vom rechten Ufer des Donaukanals in dem aus alluvialem Kieselschotter und Sand bestehenden

Boden bis auf die wasserdichte Tegelschichte versenkt sind und welche theils das durchsickernde Flusswasser, theils das von dem abfallenden Terrain der Umgebung kommende Grundwasser aufnehmen.

Bei der im Jahre 1859 erfolgten Erweiterung der Anlagen wurden die neuen Kanäle in der hier dargestellten Form ausgeführt, wobei die Widerlager auf hölzernen Langschwellen über Wasser aufgemauert, sodann mittels unter den Schwellen befestigter eiserner Bügel an 50 mm starken Schraubenspindeln aufgehängt und versenkt wurden. Hierauf erfolgte die Einwölbung über Wasser. Zum Einlassen des Wassers sind die Widerlager seitlich mit Schlitzen versehen.

Taf. **VIII**, Fig. 6. Filterkanal des Wasserwerkes von Pforzheim, welcher mit Steinplatten überdeckt und mit Thon abgedichtet ist, um ein unmittelbares Eindringen des unreinen Oberflächenwassers zu verhindern.

c. Sandfilter.

Allgemeine Anordnung und Wirkungsweise der Sandfilter.

Die zur Filtration im Grossen bisher fast ausnahmslos angewendeten künstlichen Sandfilter (wie selbe zuerst in London zur Anwendung kamen), bestehen aus einer wagrechten Schicht von feinkörnigem Sand, als der eigentlichen Filterschicht, durch welche das Wasser in vertikaler Richtung durchsikkert, und einer Anzahl darunter befindlicher Schichten mit von oben nach unten zunehmender Korndicke, welche hauptsächlich bezwecken, das Ablaufen des Reinwassers zu erleichtern und als Stützschichten für die Sandschicht zu dienen, bezw. ein Niederspülen des Filtersandes in die unterhalb befindlichen Drains und Sammelkanäle zu vermeiden. Von letzteren wird das Wasser nach einem Reinwasserbehälter abgeleitet, aus dem erst die Entnahme in die Leitung stattfindet. Der Erfolg der Filtration ist hauptsächlich von folgenden Faktoren abhängig: der Korngrösse des Filtermateriales, der Höhe der Filterschichten, der Druckhöhe und der Filtrations-Geschwindigkeit.

Die Korngrösse des Filtersandes ist insofern von Einfluss, als zu dicker Sand das Wasser zu leicht durchlässt, und dasselbe ungenügend reinigt, während zu feiner Sand zu leicht verschlammt und das Wasser zu langsam durchlässt, bezw. zu wenig ergiebig ist. Erfahrungsgemäss beträgt die zweckmässigste Korndicke zwischen etwa $^1/_2$ und 1 mm, und soll der Sand möglichst scharfkantig und gleichförmig dick sein, weshalb derselbe vorher durch Siebe von entsprechender Maschenweite gereutert werden soll. — Die unter dem Filtersand befindlichen Stützschichten bestehen, von oben nach unten, aus gröberem Sand von etwa 4 mm Korndicke, Erbsenkies (10 bis 20 mm Korndicke), Bohnenkies (20 bis 30 mm), Nusskies (50 bis 60 mm Korndicke), und grosse Steine (Feldsteine etc.) von etwa 12 cm Dicke. Statt Kies wird auch Koksgrus benutzt und verwendet man statt der Steine auch über einander gelegte Ziegelschaaren.

Die Höhe der eigentlichen Filterschicht, bezw. der obersten Sandschicht wird von etwa 40 bis 120 cm angenommen. Hievon ist aber erfahrungsgemäss nur der oberste Theil bis zu etwa 10 cm Stärke für die eigentliche Filtration wirksam, während die darunter befindlichen Theile hauptsächlich nur auf den Abfluss des Wassers verzögernd wirken, und dabei einen geringeren Theil der Beimengungen durch Adhäsion zurückhalten, und zwar ist diese letztere Wirkung umso geringer, je grösser die Filtrationsgeschwindigkeit ist. Dass es so sein muss, ist leicht einzusehen, wenn man sich die Filterschicht in eine Anzahl dünner Schichten zerlegt denkt, von denen jede als ein Sieb von gleicher Maschenweite betrachtet werden kann, und ist es dann natürlich, dass alle Beimengungen welche durch das oberste Sieb einen Durchgang finden, auch von den folgenden nicht zurückgehalten werden. Es ist aber auch nicht die oberste Sandschicht selbst, welche hauptsächlich die Filtration bewirkt, sondern vielmehr die sich auf derselben ablagernde Schlammhaut (Filterschmutzhaut), welcher der grösste Antheil der Reinigung zufällt, so zwar dass ein Sandfilter erst dann genügend reinigend (oder wie die Filtertechniker sich ausdrücken »eingearbeitet») ist, wenn sich diese Haut gebildet hat. Und zwar wirkt dieselbe auf dem Wege der Osmose, so dass dadurch nicht nur gewöhnliche Verunreinigungen unorganischer Natur und Bakterien zurückgehalten werden, sondern theilweise auch der oben erwähnte fein vertheilte Thonschlamm, dessen Körner viel kleiner sind als die Bakterien. Man pflegt daher auch nach jeder neuen Beschickung eines Filters zur Bildung jener Haut vor Beginn der Filtration das Rohwasser erst einige Tage lang auf dem Filter stehen zu lassen und das anfängliche Filtrat nicht in die Leitung einzulassen.

Nachdem aber mit zunehmender Dicke jener Haut die Ergiebigkeit des Filters abnimmt, so muss dieselbe zeitweilig entfernt werden (in Helsingfors ungefähr 1 bis 2 mal im Monat, sonst aber auch bis zu etwa 1 mal wöchentlich), was durch Abtragen der obersten Sandlage (etwa 4 bis 8 cm) geschieht. Diese Operation kann so oft wiederholt werden, bis die Höhe der Sandschicht auf etwa 35 bis 30 cm gesunken, wonach erst eine neue Beschickung stattfinden muss. Eine grössere Höhe der Filterschicht hat daher hauptsächlich den Vortheil, dass diese letztere Operation seltener vorgenommen zu werden braucht.

Der abgezogene Sand kann gewaschen und später unter Zusatz von neuem Sand — als Ersatz für den unvermeidlichen Abgang beim Waschen — wieder verwendet werden.[1]) Erst nach Verlauf von längerer Zeit (etwa jedes zehnte Jahr einmal) brauchen die unteren Schichten gänzlich gereinigt zu werden.

Die Schlammhaut bildet aber andererseits einen günstigen Boden für die

---

[1]) In Helsingfors geschieht dies mittels eines besonderen, von Maschinenkraft getriebenen Apparates, mit einem Kostenaufwand von ca. 1 Fr. pro 1 cbm.

Entwicklung von Bakterien, woraus sich die stellenweise beobachtete eigenthümliche Erscheinung erklären lässt, dass zuweilen das gefilterte Wasser eines Flusses einen grösseren Bakteriengehalt aufweisen kann, als das Rohwasser. Dies ist nämlich denkbar bei einem Durchbruch der Schlammhaut, namentlich wenn sich im Sande freie Durchflusskanäle bilden und so die zahlreichen Bakterien der Schlammhaut einen Durchgang finden. Solche abnorme Fälle mahnen natürlich zur sofortigen Abhilfe [1]).

Bei den übrigen Schichten werden etwa folgende Höhen angenommen: Grober Sand 10 bis 15 cm, Erbsenkies 10 bis 15 cm, Bohnenkies 10 bis 20 cm, Nusskies 10 bis 20 cm und grosse Steine 20 cm.

Die Druckhöhe ist der Höhenunterschied zwischen der Wasserfläche über dem Filter und der Oberfläche des abgelaufenen Reinwassers im Filter, welches im Allgemeinen ebenso hoch steht wie im Reinwasserbehälter, aber auch durch Absperrung des Abflusses höher aufgestaut sein kann. Die Höhenlage des oberen Wasserspiegels über der Filterfläche (der Wasserstand) beträgt von etwa 0,6 bis 1,6 m. Man kan nun theils durch Änderung des Wasserstandes, theils durch Regelung des Abflusses nach dem Reinwasserbehälter auch die Druckhöhe, bezw. die davon abhängige Filtrationsgeschwindigkeit, regeln.

Die Reinheit des Filtrats ist von der Druckhöhe nur durch deren Einfluss auf die Filtrations-Geschwindigkeit abhängig.

Die Filtrations-Geschwindigkeit steht im umgekehrten Verhältniss mit der Reinheit des Filtrats, so dass eine desto kleinere Geschwindigkeit zulässig, je schwerer das Wasser zu reinigen ist. Nachdem aber anderseits die Geschwindigkeit gleich ist den Quotienten aus der gefilterten Wassermenge durch die Filterfläche, so muss im Allgemeinen bei gegebener Wassermenge die Filterfläche umso grösser angenommen werden, je schwerer das Wasser zu reinigen ist, bezw. je reiner es werden soll. Da ferner die Geschwindigkeit mit der Druckhöhe proportionirt ist, so ergiebt sich durch die vorgenannte Veränderlichkeit der letzteren auch die Möglichkeit einer Regelung der Reinheit und der Menge des Filtrats.

Je nach der Beschaffenheit des Rohwassers, der Druckhöhe, der Beschaffenheit des Filters und der bedingten Reinheit des Filtrats, pflegt die Filtrationsgeschwindigkeit etwa 63 bis 125 mm in der Stunde, oder 1 1/2 bis 3 m in 24 Stunden, bezw. die Wassermenge 1 1/2 bis 3 cbm pro Tag und qm Filterfläche zu betragen. Im Allgemeinen ist bei ein und demselben Filter die Geschwindigkeit zu verschiedenen Zeiten verschieden, je nach der mehr oder weniger grossen

---

[1]) So wird beispielsweise in Helsingfors durch die Filtration der Bakteriengehalt um ca. 95 % reducirt; es ergab aber beispielsweise die Analyse vom 13. April 1889 beim ungefilterten Wasser 3431, beim gefilterten dagegen 9102 Keime auf 1 cbcm.

Wasserentnahme aus dem Reinwasserbehälter, und je nach dem Grade der Verschlammung des Filters und wird nach letzterem Umstand namentlich der Wasserstand über der Filterfläche gerichtet.

So betrug beispielsweise bei den sechs Filterbecken des Wasserwerkes von Helsingfors im Jahre 1898 bei Anwendung einer kleinsten und grössten Filterfläche von bezw. 1947 und 2925 qm die Geschwindigkeit im Maximum 142, im Minimum 33 und im Mittel 76 mm in der Stunde. — Bei den Wasserwerken anderer Städte beträgt die zulässige Geschwindigkeit beispielsweise in Hamburg (alte Elbe) 73,5, (neue Elbe) 62,5 mm, Berlin (neue Mügelsee) 100 mm London (Themse) 145 mm, Zürich (Züricher-See) 125—500 mm in der Stunde.

Nach den Erfahrungsgrundsätzen des kaiserl. Gesundheitsamtes in Berlin, nach welchen der Betrieb der Sandfiltration zu führen ist, um in Cholerazeiten Infektionsgefahren thunlichst auszuschliessen, soll u. A. die Geschwindigkeit 100 mm in der Stunde nicht überschreiten (DB. 1892 S. 509). — Dies gilt als allgemeine Vorschrift nach der Preuss. Ministerialverordnung vom 19. März 1894, worin u. A. auch vorgeschrieben ist, dass die Stärke der Sandschicht mindestens 30 cm betragen und das Filtrat nicht mehr als 100 Keime im cbcm enthalten soll.

Ausführung der Sandfilter.

Die Sandfilter werden entweder als unbedeckte als überdachte oder als überwölbte Becken ausgeführt und im letzteren Falle mit Erde überdeckt. Die unbedeckten Filter haben den Vortheil der Billigkeit in der Anlage und dass Luft und Sonne die Desinfektion befördern, dagegen den Nachtheil der Erwärmung des Wassers durch die Sonne in der wärmeren Jahreszeit, und bei strengem Klima den Nachtheil verschiedener mit der Eisbildung verbundener Unzukömmlichkeiten. Bei stärkerer Eisbildung muss nämlich theils behufs Lüftung, theils zur Vermeidung eines schädlichen Schubes gegen die das Becken umschliessenden Mauern die Eisdecke durch Aufhauen von den Mauern isolirt gehalten, und behufs Reinigung des Filters auch zeitweilig ganz beseitigt werden, was mit erheblichen Kosten verbunden sein kann. Da aber überwölbte Filterbecken verhältnissmässig kostspielig und weniger gut zu lüften sind, so verdient in den meisten Fällen eine (eventuell heizbare) Überdachung den Vorzug.

In England und Holland sind meistens unbedeckte Filter gebräuchlich, während sonst überwölbte Filter am meisten beliebt sind.

Die Filter sollen eine solche Höhenlage bekommen, dass sie ohne Zuhilfenahme von Pumpen entleert werden können. Zur Vermeidung einer Unterbrechung der Filtration soll jede Filteranlage aus wenigstens zwei oder mehreren von einander unabhängigen Becken (Filterkammern) bestehen. Bei stark verunreinigtem Rohwasser werden nebst diesen Filterbecken zuweilen auch noch besondere Klärbecken angelegt, in welche das Rohwasser eventuell durch gröbere Vorfilter gelangt, und wo es dann behufs theilweiser Ablagerung bis zu mehreren Tagen stehen gelassen, und dann erst nach den Filtern abgelassen wird.

Die seitliche Begrenzung der Becken besteht bei unbedeckten Filtern aus befestigten Böschungen oder aus Stützmauern. Die Sohle des Beckens ist wasserdicht und mit einem kleinen Gefälle nach dem in der Mitte oder seitwärtz angelegten Sammelkanal (Sammeldohle) anzuordnen. Seitlich vom letzteren, winkelrecht dagegen werden kleinere Saugkanäle oder Drains in gegenseitigen Entfernungen von etwa 2 m angelegt, welche das durchsickernde Reinwasser aufnehmen und dem Sammelkanal zuführen. Letzterer mündet in den Reinwasserbehälter (-Brunnen). Zur Ableitung der sich in diesen Kanälen sammelnden Luft werden dieselben mit emporsteigenden Luftröhren in Verbindung gesetzt, welche am zweckmässigsten am oberen Ende der Drains anzubringen sind.

Taf. **VIII**, Fig. 7. Überdachtes Sandfilter einfachster Art, angewendet bei den finnischen Staatsbahnen (Normalien der Uleåborgs-Bahn). Die Anlage ist unmittelbar in den Fluss oder See verlegt, woraus die Entnahme stattfinden soll, und besteht aus einem von Spundwänden umschlossenen, überdeckten Filterhaus von quadratischer Grundfläche, welches durch eine Spundwand in zwei gleich grosse Räume, die Filterkammer *F* und die Reinwasserkammer *R* abgeschieden ist. Zu ersterer findet das Rohwasser den Zutritt durch Öffnungen in der äusseren Spundwand, und sind zur Aufnahme des ablaufenden Reinwassers unter dem Filter zwei Sammelkanäle aus Steinplatten gebildet, welche durch Öffnungen in der Scheidewand in die Reinwasserkammer ausmünden. Die von letzterer ausgehende Rohrleitung ist an der Mündung mit einem Seiher *S* versehen.

» Fig. 8. Überdachtes Filter der Station Aulendorf der Württemberg. Staatsbahn, bestehend aus einem Becken aus Stampfbeton mit hölzernem Dach. Im Übrigen ist hier die Anordnung von gleicher Art wie im vorigen Falle.

Taf. **E**, Fig. 4—4 b. Überdachte Filteranlage der Wasserversorgung von Scutari-Kadikeui, bestehend aus drei Filterbecken von je 26,2 × 40 m Grundfläche, welche von Umfassungsmauern aus Ziegelmauerwerk eingeschlossen und mit einem Holzdach überdeckt sind, das von einer Anzahl gemauerter Pfeiler getragen wird. Die Abdichtung der Sohle besteht aus einer Lage Thonschlag von 12 cm Dicke und einer Betonschicht von 20 cm Dicke. Das Filter besteht aus einer Sandschicht von 60 cm und einer Schotterschicht von 67 cm Höhe. In der Mitte des Filterbeckens befindet sich ein überwölbter Kanal (aus Ziegelmauerwerk auf Betonfundament) welcher oben eine Rinne *a* trägt (Fig. 4 b) für die Zufuhr des Rohwassers, während das Innere *b* als Sammelkanal für das Reinwasser dient, welches auf jeder Seite durch sieben Öffnungen *c* von 8 × 6 cm Weite eindringt. Dieser Kanal mündet in einen ausserhalb befindlichen Sammelbrunnen von wo das Wasser nach einem Reinwasserbehälter abgeleitet wird. Das Zuleitungsrohr hat beim ersten Filter einen Durchmesser von 500 mm, beim zweiten 450 mm und beim dritten 400 mm, mit Abzweigungen von 300 mm Dmr. (NA. 1895, S. 18, Pl. 7—8).

» Fig. 5—5 b. Filteranlagen der Wasserversorgung von Helsingfors. Diese Anlagen bestehen entsprechend dem Grundriss Fig. 5 aus einem älteren (seit 1877 bestehenden) unbedeckten Filter mit kreisförmigem Grundriss von 52 m Durchmesser, und einem neueren daneben befindlichen überdachten Filter mit rechteckigem Grundriss vom 43,6 × 43,0 m (bestehend seit 1893). Die letztere Anlage kam hinzu, als die ältere Anlage für die rasch zunehmende Bevölkerung nicht mehr ausreichte.

Das ältere Filter besteht aus drei durch radiale Scheidemauern von einander getrennten Filterbecken und einem in der Mitte befindlichen Reinwasserbrunnen. Diese Anlage hat den Nachtheil dass dieselbe zur Winterzeit, infolge von Eisbil-

dung mitunter bis zu 1 Monat ausser Wirksamkeit gesetzt werden muss. Es bildet sich nämlich hier eine Eisdecke bis zu 1 m Dicke, welche behufs Lüftung zur Verhinderung eines Zersprengens der Umfassungsmauern von diesen durch Aufhauen isolirt gehalten werden muss, was nebst der zeitweilig erforderlichen gänzlichen Beseitigung der Eisdecke behufs Reinigung des Filters, einen jährlichen Kostenaufwand von 2000 bis 4000 Frcs bedingt.

Man entschloss sich daher das neue Filter heizbar zu überdecken. Dasselbe besteht aus drei rechteckigen vom Felsboden ausgesprengten Filterkammern, zwei von 41 $\times$ 10,4 und eine von 30 $\times$ 10,4 m und einem Reinwasserbrunnen von 7,5 $\times$ 6,5 m Grundfläche. Die Filterfüllung besteht oberst aus einer Sandschicht von 1,7 m Höhe, so dass nach einjährigem Gebrauch und etwa 9 bis 12 maligem Abschaufeln behufs Reinigung noch wenigstens 1 m Höhe erübrigt. Darauf folgen 3 Schichten Kies (Granitgrus) von je 10 cm Höhe, von bezw. Erbsen-, Bohnen- und Nussdicke und sodann zwei flachgelegte Ziegelschichten von zusammen 15 cm Höhe, wovon die obere mit 13 mm breiten Zwischenfugen und die untere mit Zwischenräumen von $^1/_2$ Stein Breite als Ablaufkanäle, winkelrecht gegen die oberen Fugen, bezw. gegen den Sammelkanal *K* angeordnet ist. Diese Ziegelschichten kamen anstatt der sonst gebräuchlichen grösseren Steine zur Anwendung, da sie eine kleinere Höhe erfordern und leichter zu reinigen sind.

Die Überdachung besteht aus einer Eisenkonstruktion mit äusserer und innerer Bretterverschalung und äusserem Asphaltfilzbelag, auf mannshohen Umfassungsmauern aus Ziegelmauerwerk in Asphalt. Hiedurch wurde bei mässiger Heizung das Zufrieren des Wassers bei diesem Filter vollkommen vermieden.

Die Zufuhr des Rohwassers geschieht vom Zuleitungsrohr *m* durch die unter der Sandschicht verlegten Rohre *a* von 305 mm Dmr. welche mittels dreier bezw. zweier Rohrstutzen *R* über der Sandschicht ausmünden. Zur Vermeidung eines Aufwirbelns des Sandes ist derselbe an diesen Stellen mit losen Zinkschirmen bedeckt. Das gefilterte Wasser fliesst von den Sammelkanälen *K* durch die Ablaufrohre b_1 und b_2 (306 mm Dmr.) durch Öffnen der bezügl. Hähne entweder zum Reinwasserbrunnen *S* oder unmittelbar zum Hauptableitungsrohr *n*. Im Brunnen münden die Rohre b_1 und b_2 in lothrechte Teleskoprohre, durch welche die Druckhöhe bezw. die Geschwindigkeit je nach Bedarf geregelt werden kann (TFF. 1894, S. 104).

Taf. **VIII**, Fig. 9—9 b. Überwölbte Filteranlage der Wasserversorgung der Stadt Iglau. Die aus Ziegelmauerwerk mit innerer Quaderverkleidung ausgeführte Anlage umfasst drei Filterkammern *F* und zwei Reinwasserkammern *R*. Das Filter besteht aus einer Sandschicht *a* von 40 cm Höhe einer Schotterschicht *b* von 10 cm, einer Schicht *c* von 60 cm Mächtigkeit mit faustgrossen, und schliesslich einer Schicht *d* von 100 cm Mächtigkeit mit kopfgrossen Steinen. Die letzteren zwei Schichten sind daher hier übermässig hoch angenommen worden.

Die Entnahme des Rohwassers geschieht hier aus Sammelteichen, und zwar ist das Ende des Entnahmerohres (300 mm Dmr.) zum Boden eines s. g. Kühlschachtes niedergeführt, wo die Temperatur des Wassers um 6,8 bis 10,5° C niedriger befunden worden ist, als an der Oberfläche.

Behufs Ventilation und Ermöglichung der erforderlichen Volumsveränderungen der unter den Gewölben eingeschlossenen Luft, sind dieselben mit Luftschachten *L* versehen. Für jeden für sich abgeschlossenen Raum ist ein einziger Schacht genügend, und bei mehreren die Luft im Inneren zur Winterzeit nur unnöthiger Weise abgekühlt wird, im Sommer aber die innere kältere Luft durch die Schachte doch nicht aufsteigt, ausser wenn sie bei steigendem Wasserstande hinausgepresst wird.

» Fig. 10. Kleineres unbedecktes Filter bei der Carlstadt-Fiume Eisenbahn, mit einem verhältnissmässig kleinen Reinwasserbrunnen *a*.

Taf. VIII, Fig. 11—11 d. Unbedeckte Filteranlage der Wasserversorgung der Stadt Leyden. Hier wird das Rohwasser mittels Pumpen *P* aus Sammelteichen *A* entnommen und zu den Filterbecken *F* befördert, von wo das Reinwasser in den Sammelbrunnen *B* abläuft, um von hier mittels der Druckleitung *C* weiter befördert zu werden. Die Filterbecken (Fig. 11 a—11 e) sind seitlich von gepflasterten Böschungen begrenzt und haben einen wellenförmigen Boden, in dessen Thäler die aus Hohlziegeln gebildeten Saugkanäle *b* verlegt sind. Diese münden in den gewölbten Sammelkanal *c*, welcher mit einem Luftrohr *L* versehen ist.

» Fig. 12—12 a. Unbedecktes Filter mit überwölbtem Reinwasserbehälter der Carstadt-Fiume Bahn (Station Skrad). Dieser Behälter dient hier zugleich als Hochbehälter, von wo das Wasser mit natürlichem Gefälle und Druck nach der Verbrauchsstelle abfliesst. Der Sammelkanal ist hier nicht in der Mitte sondern an der Seite des Filterbeckens angelegt. Das Rohr *A* für die Zufuhr des Rohwassers zum Filter kann durch das Rohr *C* mit dem vom Behälter ausgehenden Rohr *Q* unmittelbar verbunden werden, was bei ungenügendem Wasservorrath im Behälter (bei Feuersbrünsten etc.) erforderlich sein kann.

» Fig. 13—13 b. Ältere Filteranlagen des Wasserwerkes von Altona (bei Hamburg), bestehend aus einem offenen doppelten Klärbecken *A* (Fig. 13). den offenen Filterbecken *B* und dem überwölbten und mit Erde überdeckten Reinwasserbehälter *R*. Das Rohwasser gelangt vom Zuleitungsrohr *D* in ein Vorbecken und von hier durch zwei mit kleinen Steinen gefüllte Grobfilter *b* in die zwei Abtheilungen *A* des Klärbeckens. Von hier gelangt es nach genügender Ablagerung zu den tiefer gelegenen Filtern *B*. Fig. 13 a zeigt die Anordnung des Klärbeckens und der Filterbecken im Querschnitt, welche an der Sohle mit einem Thonschlag von 0,4 bis 0,5 m Dicke gedichtet und mit plattgelegten Backsteinen abgedeckt, und durch Stützmauern eingefasst sind. Fig. 13 b zeigt die Anordnung des Reinwasserbehälters. Die ursprüngliche Zusammensetzung der Filter bestand aus: feinem, scharfem Sand, gesiebt (ca. 90 cm), feinem Kies (15 cm), Kies von Haselnussgrösse (7 cm), Kies von Wallnussgrösse (15 cm), grosse Steine von 7 bis 10 cm Dmr. (12 cm), kleine Kanäle und grosse Steine (30 cm).

» Fig. 14—14 a. Filteranlage der Vecht-Wasserleitung von Amsterdam. Die Sohle ist hier mit Thonschlag von 0,3 m Dicke und Beton von 0,15 m Dicke abgedichtet, während die 1 : 1 $^3/_4$ geneigten seitlichen Böschungen mit Thonschlag und Betonschüttung von je 0,3 m Dicke und einer Verkleidung aus Ziegelmauerwerk befestigt sind. Die Sohle ist wellenförmig, mit in die Vertiefungen eingelegten durchlöcherten Thonröhren, welche mit je einer Schicht von grobem Kies (10 cm), feinem Kies (5 cm) und grobem Sand (15 cm) überschüttet sind, worauf die aus feinem Sand bestehende eigentliche Filterschicht von 90 cm Höhe folgt. Die Drainröhren leiten das Filtrat in einen seitwärts gelegenen gewölbten Sammelkanal welcher mit einem längs der Böschung geführten Luftrohr *L* versehen.

» Fig. 15, 16, 17. Weitere Beispiele unbedeckter Filter, bezw. von Berlin, London (Southwark and Vauxhall Water Works) und Liverpool.

» Fig. 18. Überwölbte Filteranlage des Wasserwerkes von Marseille, wobei der Reinwasserbehälter *R* unter die Filterräume *F* verlegt ist. Oberhalb befindet sich eine Gartenanlage (Longchamp).

d. Filter anderer Art.

Da die verhältnissmässig hohen Anlagekosten der Sandfilter wesentlich dadurch bedingt sind, dass dieselben eine der Filterfläche entsprechende Grundfläche

erfordern, so sind in neuerer Zeit für die Filtration im Grossen auch andere Filtersysteme zur Anwendung gekommen, welche u. A. hauptsächlich den Vortheil bezwecken, bei gleicher Grundfläche eine grössere Filterfläche zu erbieten als die Sandfilter. Von diesen Neuerungen möge hier nur das folgende, zuerst beim Wasserwerk der Stadt Worms eingeführte Verfahren von Fischer-Peters erwähnt werden.

Sandplatten-Filter.

Taf. E, Fig 6—6 a. Principielle Anordnung des Sandplattenfilter-Systems, wie selbes ursprünglich in Worms zur Anwendung kam. Als Filtermaterial wurden hier in künstlicher Weise erzeugte poröse Steinplatten von 1 m Seitenlänge und 10 cm Dicke verwendet, von denen je zwei am Rande durch einen 8 cm breiten und 1,5 cm dicken Dichtungsstreifen mit einander verbunden und verschraubt wurden, so dass zwischen ihnen ein entsprechender Hohlraum übrig blieb. Diese Doppelplatten (Elemente) wurden dann am Boden des Filterbeckens dicht neben einander in Reihen vertikal aufgestellt und der Hohlraum mit einem darunter befindlichen Sammelrohr *S* in Verbindung gebracht, wobei sie mittels eines Gummiringes durch das eigene Gewicht abgedichtet und an beiden Seiten untermauert sind, so dass der Gummiring nur zur Hälfte zusammengedrückt wird. Oben stehen die Elemente mit einem Entlüftungsrohr *L* in Verbindung. Bei Füllung des Beckens mit Rohwasser bis zu entsprechender Höhe über den Platten, sickert dieses durch dieselben und kommt im inneren Hohlraum als Reinwasser zum Ablauf.

» Fig. 7—7 a zeigt die gewöhnliche Art der praktischen Anwendung des Systems wobei meistens je zwei Elemente auf einander gestellt werden.

Die Platten werden aus reinem Quarzsand erzeugt, welcher mit einer entsprechenden Menge von Glaspulver als Bindemittel gemischt, in Formen gebracht und bis zu einer Temperatur von 1000 bis 1200° erhitzt wird. Gegenwärtig werden solche Doppelplatten auch aus einem Stück, mit ausgepartem Hohlraum, hergestellt und mit einem am oberen Ende angebrachten Sammelrohr in Verbindung gebracht.

Derartige Sandplatter-Filter können nun, unter Voraussetzung der richtigen Porosität des Materials, ebenso gut funktioniren wie die Sandfilter, haben aber diesen gegenüber u. A. den Vortheil, dass sie bei gleicher Grundfläche eine ungef. viermal so grosse Filterfläche erbieten wie jene, nebstdem ihre Reinigung viel einfacher und bequemer vor sich geht. Dies geschieht nämlich in der Art, dass von einem entsprechend hoch angebrachten Behälter reines Wasser in den Hohlraum eingepresst wird, so dass es den der Filtration entgegengesetzten Weg nimmt, also von innen nach aussen, wodurch die eingedrungenen Unreinlichkeiten hinausgewaschen werden. Wird statt Wasser Dampf verwendet, so können hiedurch die Platten vollständig sterilisirt werden. Die Ergiebigkeit kann auch hier durch Einstellen verschiedener Druckhöhen geregelt werden.

In letzterer Zeit kam das System beispielsweise bei der neuen Wienthal-Wasserleitung in Wien mit ca. 6000 Elementen zur Anwendung (ÖZ. 1897, S. 244). [1])

2. Die chemischen Reinigungsmethoden.

Zu den Beimengungen welche durch Filtration allein nicht beseitigt werden können, gehören hauptsächlich gewisse bräunliche oder gelbliche Farbstoffe,

[1]) Vergl. das Verfahren von Cramer, CBl. 1886, S. 42.

theils mineralischen theils vegetabilischen Ursprungs, und fein vertheilter Thonschlamm.

Zu den ersteren Stoffen gehört das häufig vorkommende Eisenoxydul. Das mit dieser Beimengung behaftete Wasser hat nicht nur durch die mehr oder weniger bräunliche Färbung den Nachtheil des ungünstigen Aussehens, sondern hauptsächlich den Nachtheil, dass die mit demselben in Berührung kommenden Gegenstände (Gefässe, Wäsche etc.) braun gefärbt werden. Es ist daher solches Wasser namentlich für gewisse Industriezweige nicht anzuwenden. Diese Verunreinigung kann durch Lüftung des Wassers beseitigt werden, wobei das aufgelöste Eisenoxydul in unlösliches Eisenoxyd übergeht, welches dann durch Filtration ausgeschieden werden kann. Das folgende Beispiel zeigt eine Filteranlage, welche zu diesem Zwecke zugleich mit einer Lüftungs-Einrichtung versehen ist.

Taf. E, Fig. 8—8a. Filteranlage des Wasserwerkes von Helsingborg in Schweden. Die Zufuhr des Rohwassers geschieht hier in der Art, dass von dem nahe an der Sohle des Filterbeckens durchlaufenden Zuleitungsrohr in gegenseitigen Abständen von 3,5 m Zweigrohre ausgehen, welche vertikal abgebogen, bis über die Wasserfläche des Filters emporgeführt und am Ende mit Blechschirmen von ca. 2,5 m Durchmesser und 0,75 m Höhe über der Wasserfläche versehen sind. Das von diesen Rohrstutzen austretende Rohwasser fliesst über die Schirme nieder und kommt bei dieser Ausbreitung reichlich mit Luft in Berührung. Man erhält hiedurch und durch die darauf folgende Filtration ein klares und wohlschmeckendes Wasser.

Die vegetabilischen Farbstoffe werden im Allgemeinen weder als der Gesundheit schädlich noch mit anderen Nachtheilen verbunden angesehen, ausser jenem des ungünstigen Aussehens des Wassers durch eine gelblich bräunliche Färbung. Diese Farbstoffe, sowie auch andere durch Sandfilter schwer zu beseitigende Beimengungen, wie fein vertheilter Thonschlamm, können durch einen Zusatz von Alaun beseitigt werden. Hiebei wird die Thonerde des Alauns in gallertartigen Flocken ausgeschieden, welche die Farbstoffe und andere feinvertheilte Beimengungen aller Art mehr oder weniger aufsaugen und in einen Bodensatz überführen, welcher theils in Klärbecken theils in Sandfiltern ausgeschieden wird. Es hat aber dieses Verfahren, ausser dass es verhältnissmässig kostspielig ist [1]), auch den Nachtheil, dass in das Reinwasser Bestandtheile des Alauns übergehen. Wenn auch hiedurch erfahrungsgemäss weder der Geschmak noch die Gesundheit merkbar beeinträchtigt wird, so ist eine derartige Belastung des Wassers als Genussmittel dennoch unerwünscht.

Mehr zu empfehlen ist beim Vorhandensein derartiger Beimengungen die Reinigung mit basichem Eisenschlorid oder mit metallischem Eisen,

---

[1]) In Groningen, wo beispielsweise dieses Verfahren angewendet wird, beträgt der Alaun-Zusatz etwa $\frac{1}{8000}$ vom Gewichte des Wassers.

letzteres nach dem Verfahren von Andersson, wie selbes z. B. in Antwerpen zur Reinigung des aus dem Nethe-Flusse entnommenen Wassers mit gutem Erfolg angewendet wird. Hiebei lässt man das Rohwasser zuerst in mehrere horizontale cylindrische Behälter fliessen, welche mit Rührschaufeln versehen und theilweise mit Gusseisen-Bohrspänen oder besonders gegossenen kleinen Eisenkugeln gefüllt sind. Nach ungef. 5 Minuten langer Umdrehung der Behälter wird das Wasser wieder ausgelassen und beim Austritt mit Luft gemengt (durch Einpressen mittels eines Injektors oder Roots-Gebläses), worauf es in langen offenen Rinnen und über mit Koks belegte Treppen in Klärbecken abfliesst. Nachdem es hier ca. 6 Stunden lang gestanden, wird es durch gewöhnliche Sandfilter gefiltert. Man erhält hiedurch aus einem trüben und braunen Rohwasser ein klares Filtrat.

Diese reinigende Eigenschaft des metallischen Eisens dürfte davon beruhen, dass das entstehende Eisenoxydhydrat, als ein colloidaler Stoff, die fein vertheilten Beimengungen des Wassers umhüllt und dieselben beim Fällen mit sich nimmt.

Es ist aber auch dieses Verfahren nicht überall anzuwenden. So ergaben beispielsweise diesbezügliche Versuche beim Wasserwerk in Helsingfors, bei gleichartiger Verunreinigung wie in Antwerpen, keinen günstigen Erfolg. Es dürfte hiebei namentlich die Härte des Wassers von Einfluss sein, welches in Antwerpen sehr hart, in Helsingfors dagegen äusserst weich ist (Tkn. 1892).

E. Regelung der Wasserzufuhr.

Die hier noch zu besprechenden Anlagen beziehen sich auf die Anordnung von Pumpwerken an der Entnahmestelle, behufs Fortschaffung des Wassers, die Anlage von Hochbehältern und die Anordnung des Rohrnetzes innerhalb des Verbrauchsgebietes.

I. Pumpwerke.

Wenn die Beschaffenheit des Geländes die Anlage von Leitungen mit natürlichem Gefälle (Gravitationsleitungen) nicht gestattet, müssen zur Fortschaffung des Wassers Pumpwerke und Druckleitungen zur Anwendung kommen, für deren Betrieb je nach den örtlichen Verhältnissen entweder Wasser- oder Dampfmotoren benutzt werden. Da erstere bedeutend kleinere Betriebskosten bedingen als die letzteren, so wird man denselben immer den Vorzug geben, wenn die nöthige Wasserkraft verhältnissmässig leicht zu beschaffen ist.

Beim Wasserwerke von Helsingfors besteht seit der ursprünglichen Anlage ein Turbinen-Pumpwerk mit zwei Pumpen, für welches das Betriebswasser unter Anwendung eines Wehres dem Wanda-Flusse entnommen wird. Nachdem die zu fördernde Wassermenge gegenwärtig zwischen ca. 3800 und 5000 cbm pro Tag und die Leitungsfähigkeit einer Pumpe ca. 150 cbm pro Stunde beträgt, so brauchen die beiden Pumpen zur Deckung des Wasserbedarfes nur etwa 13 bis 17 Stunden des Tages zu arbeiten.

Nachdem aber in trockenen Sommern die Wassermenge des Flusses sowohl zur Deckung des Wasserbedarfes der Stadt als auch jenes der Turbinen zeitweilig nicht ausreichen will, und um behufs ungehinderter Vornahme grösserer Reparaturen an Turbinen und Pumpen zeitweilig das ganze Wasserpumpwerk ausser Gang setzen zu können, so wurde später als Reserve auch noch ein Dampfpumpwerk von ebenso grosser Leistungsfähigkeit wie das Turbinenpumpwerk angelegt.

Bezeichnet man mit H den Höhenunterschied zwischen dem Saugwasserspiegel des Pumpwerkes und jenem des Ablieferungsortes, und mit z die Summe aller Widerstandshöhen, bezw. den gesammten Druckhöhenverlust, so ist für die Wassermenge Q der erforderliche Nutzeffekt der Pumpen

$$N = \frac{1000\,Q}{75}(H + z) \text{ PS.}$$

und ihre Brutto-Leistung im Mittel $N_b = \frac{4}{3} N$.

Bezüglich der Konstruktion der Pumpwerke wird auf den »Maschinenbau« verwiesen.

2. Hochbehälter.

a. Allgemeines.

Nachdem der Wasserverbrauch einer Ortschaft in den einzelnen Tagesstunden sehr verschieden ist, so müsste bei unmittelbarem Zufluss des Wassers von der Entnahme- zur Verbrauchsstelle auch die Zufuhr dem entsprechend sehr ungleichmässig sein und der Querschnitt der Leitung sowie das allfällige Pumpwerk entsprechend dem grössten stündlichen Verbrauch bemessen werden. Ferner müsste hiebei ausser dem gewöhnlichen Maximalverbrauch auch noch die für allfällige Feuersbrünste erforderliche Wassermenge berücksichtigt werden und bei nothwendigen Reparaturen an Leitung oder Pumpwerk, welche eine Absperrung der Leitung erfordern, die Wasserzufuhr ganz aufhören. Auch würden dann Druckleitungen bei plötzlichen Abbrüchen des Verbrauches leicht heftigeren, zu Röhrenbrüchen Anlass gebenden Stössen ausgesetzt sein.

Man pflegt daher die Leitung und das allfällige Pumpwerk für eine gleichmässige, der mittleren stündlichen Wassermenge des grössten Tagesverbrauches entsprechende Zufuhr zu bemessen und in die Leitung einen Ausgleichs- oder Vertheilungsbehälter von solcher Grösse einzuschalten, dass die unter den Stunden des geringeren Verbrauches zuviel zugeführten Wassermengen darin aufgespeichert werden, um dann während des grösseren Verbrauches, als Zuschuss zu den direkt zugeführten Wassermengen verwendet zu werden. Dieser Behälter dient dann zugleich als eine Art Sicherheitsventil zur Regelung des Druckes.[1])

Da die Höhenlage des Wasserspiegels in diesem Behälter über jeder Verbrauchsstelle gleich ist ihrer hydrostatischen Druckhöhe, so muss behufs Zusicherung eines genügenden Druckes an allen Punkten des Verbrauchsgebietes, der Behälter entsprechend hoch verlegt sein und wird derselbe daher auch gewöhnlich Hochbehälter (Hochreservoir) genannt.

b. Grösse der Hochbehälter.

Erfahrungsgemäss beträgt der Wasserverbrauch während der 14 Tagesstunden (von 6 Uhr Früh bis 8 Uhr Abends) ca. 80 % vom ganzen Tagesverbrauch, und der maximale Tagesverbrauch ungef. das 1 ½ fache des durchschnittlichen

---

[1]) Bei kleineren Wasserversorgungsanlagen mit Pumpwerk können die Druckschwankungen auch durch angemessen grosse Windkessel sowie durch Akkumulatoren ausgeglichen und die Wasserlieferung ohne Anwendung eines derartigen Behälters dem Verbrauch angepasst werden.

Tagesverbrauches. Nachdem nun der durchschnittliche Stundenverbrauch $\frac{100}{24} =$ 4,17 % des durchschnittlichen Tagesverbrauches beträgt, so müssen unter gewöhnlichen Verhältnissen während der 14 Tagestunden 80—14 $\times$ 4,17 = 21,6 % und zur Deckung des Tagesmaximums $1\,{}^1/_2 \times 21{,}6 = 32{,}4$ % des durchschnittlichen Tagesverbrauches aus dem Hochbehälter entnommen werden können. Für diese während der 10 Nachstunden zuzuführende Wassermenge muss somit im Behälter der nöthige Fassungsraum vorhanden sein. Zu diesem Wasservorrath kommt aber noch derjenige für allfällige Feuersbrünste, wofür pro Stunde und Hydrant oder Spitze etwa 20 bis 24 cbm erforderlich sein können.

Man nimmt daher oft den Fassungsraum des Hochbehälters gleich 50 % des durchschnittlichen Tagesverbrauches und mehr, wodurch man auch einen grösseren Vorrath hat, um bei allfälligen Abbrüchen der Zufuhr infolge von Röhrenbrüchen etc. unter einer entsprechend langen Zeit die Wasserversorgung nur vom Hochbehälter aus geschehen lassen zu können, nebstdem damit auch für eine entsprechend lange Zeit die Zunahme der Bewölkerung bezw. des Verbrauches berücksichtigt ist.

So beträgt beispielsweise in Helsingfors gegenwärtig der maximale Tagesverbrauch ca. 5000 cbm und der Fassungsraum des Hochbehälters 2567 cbm, somit 51 % des grössten Tagesverbrauches. Da sich die Bewölkerung seit der Erbauung des Behälters mehr als verdoppelt hat, so entsprach der Fassungsraum ursprünglich mer als 100 % des Tagesverbrauches.

Der in neuerer Zeit erbaute Hochbehälter von Tammerfors erhielt einen Fassungsraum entsprechend der gesammten täglichen Verbrauchsmenge.

c. Ausführung der Hochbehälter.

Nachdem der Querschnitt des zwischen der Entnahmestelle und dem Hochbehälter befindlichen Theiles der Leitung nur entsprechend dem mittleren, zwischen dem Hochbehälter und der Verbrauchstelle aber entsprechend dem grössten Stundenverbrauch zu bemessen ist, so ist es mit Rücksicht auf die Kosten der Leitung vortheilhaft, den Hochbehälter möglichst nahe an die Verbrauchsstelle zu verlegen. Desgleichen wird mit Rücksicht auf die Kosten als Standplatz stets wo möglich eine natürliche Anhöbe gewählt und nur dann zu einer künstlichen Erhöhung durch Anlage eines s. g. Wasserthurmes geschritten, wenn natürliche Anhöhen in der Nähe der Verbrauchsstelle nicht vorhanden sind. Im ersteren Falle werden die Hochbehälter immer aus Mauerwerk oder Beton, im letzteren aber meistens in Form von eisernen Blechgefässen ausgeführt.

Bei Städten mit stark coupirtem Gelände kann sich die Anlage zweier oder mehrerer verschieden hoch gelegener, und verschiedenen Druckzonen entsprechender Hochbehälter empfehlen, von welchen aus das Wasser nach verschiedenen Stadttheilen mit dem ihrer Höhenlage entsprechenden Druck geleitet wird.

Zur Ermöglichung der zeitweilig erforderlichen Reinigung der Hochbehälter ohne sie von der Leitung ganz absperren zu müssen, sollen dieselben wo möglich aus zwei von einander unabhängigen Abtheilungen bestehen und zur Vermeidung eines die Bildung von Kleinwesen begünstigenden Stagnirens des Wassers so angeordnet sein, dass das Wasser überall mit möglichst gleichmässiger Geschwindigkeit durchströmt. Jeder Hochbehälter wird ferner behufs Regelung der Zufuhr mit einem Wasserstandszeiger, und zur Vermeidung einer Überfüllung mit einem Überlaufrohr versehen. Ersterer pflegt oft so eingerichtet zu sein, dass die Wasserstände auf elektrischem Wege auch an der Entnahmestelle und eventuell auch an anderen Stellen ersichtlich sind.

Gemauerte Hochbehälter.

Die gemauerten Hochbehälter werden entweder als freistehende oder als in die Erde versenkte Gebäude ausgeführt. Ersteres kommt meistens nur in Frage, wenn der Standplatz aus einem Felsplateau besteht, in welchem Fall das Bauwerk gewöhnlich aus Bruchsteinmauerwerk mit äusserer Quaderverkleidung und innerer Verkleidung aus Ziegelmauerwerk oder Beton nebst Cementverputz besteht und entweder überdacht oder überwölbt und im letzeren Falle mit einer Erddecke von 1 bis 1,5 m Höhe überschüttet ist. Die Überdachung ist zwar billiger in der Anlage, hat aber den Nachtheil des ungenügenden Schutzes gegen Frost und Sonnenstrahlen, nebstdem das Dach, wenn aus Holz bestehend, oft reparatursbedürftig ist. Es wird daher diese Anordnung nur selten angewendet.

Bei losem Erdboden wird das überwölbte Bauwerk zweckmässig so tief versenkt, dass der Aushub zur Überschüttung von Decke und Aussenwänden genügt, also das Bauwerk gänzlich unter die Erde zu liegen kommt. Da hiebei dem inneren Wasserdruck der äussere Erddruck entgegenwirkt, so können in diesem Falle die Aussenwände schwächer bemessen werden, als bei frei stehenden Behältern. Derartige in die Erde versenkte Hochbehälter werden, ausser aus Bruchstein- und Ziegelmauerwerk, gegenwärtig auch vielfach aus Beton ausgeführt.

Taf. **VIII**, Fig. 19. Hochbehälter des Wasserwerkes von Helsingfors, schematisch dargestellt. Derselbe steht mit der Hauptleitung *AB* nur durch eine einfache Zweigleitung in Verbindung, bestehend aus einem Rohrstrang von 406 mm Weite, während die Hauptleitung bis zu jener Zweigstelle nur 305 mm, in der Fortsetzung zur Stadt aber gleichfalls 406 mm Weite hat.

Taf. **F**, Fig. 1—1 a. Ausführung des Hochbehälters von Helsingfors, bestehend aus einem freistehenden überdachten Bauwerk, welches auf einem Felsplateau aufgeführt ist, und bei einer Grundfläche von 25,5 $\times$ 38,5 m einen Fassungsraum von 2567 cbm hat. Die Umfassungsmauern bestehen aus Granitmauerwerk mit innerer Verkleiduug aus Ziegelmauerwerk und Cementverputz. Die Überdachung besteht aus einer von vier gemauerten Pfeilern getragenen und mit Asphaltfilz überdeckten Holzkonstruktion. Die Zu- und Ableitung des Wassers geschieht durch

dasselbe Rohr bei *A*, während bei *D* das Entleerungsrohr liegt, durch welches das Wasser behufs Reinigung des Behälters ausgelassen wird.

Da dieser Behälter einen einzigen Raum umfasst und daher während der jedesmaligen Reinigung die Stadt nur mangelhaft direkt vom Pumpwerke aus mit Wasser versehen werden kann, nebstdem auch dieses Bauwerk wegen Undichtheit einer umfassenden Reparatur bedarf, so dürfte dasselbe in nächster Zukunft den in Fig. 1 angedeuteten Zubau von ebenso grossem Inhalt wie der bestehende Behälter erhalten. Anstatt der hölzernen Überdachung soll derselbe eine gewölbte und mit Erde überschüttete Decke erhalten, welche von eisernen Trägern getragen wird. Letztere sollen durch fünf Reihen gemauerter Pfeiler unterstützt werden, welche durch gewölbte Gurten mit einander verbunden sind (TFF. 1897).

Taf. **F**, Fig. 2—2 b. Hochbehälter des Wasserwerkes von Wiborg. Derselbe ist gleichfalls auf einem Felsplateau freistehend aufgeführt, mit einem einzigen Becken von 15,0 × 16,8 m innerer Grundfläche und 1100 cbm Fassungsraum, ist jedoch unter Anwendung von eisernen Trägern mit Betongewölben überwölbt und 1 m hoch mit Erde überschüttet, wobei als Zwischenstützen gusseiserne Säulen zur Anwendung kamen. Die Umfassungsmauern bestehen gleichfalls aus Granitmauerwerk mit einer inneren Verkleidung von Ziegelmauerwerk von 0,6 m Dicke, hinter welcher eine Schicht von Cementmörtel eingestampft wurde. Die inneren Wände sind mit Cement verputzt.

» Fig. 3—3 a. Hochbehälter von Tammerfors. Dieser in neuester Zeit erbaute Behälter (1898) wurde am Abhange einer Anhöhe auf Sandboden aufgeführt und in denselben so tief versenkt, dass der Aushub zur vollständigen Überdeckung des Bauwerkes ausreichte. Wände und Sohle bestehen aus Granitmauerwerk mit einer inneren Verkleidung bestehend aus Stampfbeton und Ziegelmauerwerk mit Cementverputz. Die Decke besteht auch hier aus Betongewölben zwischen eisernen Trägern, welche von zwei Reihen gemauerter Pfeiler mit Gurtbögen getragen werden. Der Fassungsraum (900 cbm) wurde mit Rücksicht auf die rasche Zunahme der Bewölkerung gleich der gesammten täglichen Verbrauchsmenge angenommen und ist durch eine Zwischenwand in zwei Kammern abgetheilt (Tkn. 1899, N:o 195).

» Fig. 4—4 b. Hochbehälter neuerer Art des Wasserwerkes von Laibach. Dieser im Jahre 1892 ausgeführte Behälter ist gleichfalls in den Erdboden versenkt, besteht aber nach dem in neuerer Zeit vielfach angewendeten Muster ganz aus Stampfbeton und enthält bei einem Gesammtinhalt von 3030 cbm zwei gleich grosse Kammern, deren Grundrissform behufs Materialersparniss quadratisch angenommen wurde. Aus gleichem Grunde bestehen die Umfassungswände nicht aus geraden Mauern sondern wurden dieselben in der bei Betonbehältern allgemein üblichen Weise nach der Form der Stützlinie ausgeführt. Die Decke besteht aus kleinen Tonnengewölben welche von einer Erdschicht von ca. 1,5 m Höhe überschüttet sind und von im Zickzack gestellten Zwischenmauern getragen werden. Durch diese Anordnung der Zwischenmauern kann ein Stagniren des Wassers im Behälter ganz vermieden werden, indem hier die Eintrittsröhre zwar zugleich Austrittsrohre sind, um aber eine möglichst gleichmässige Cirkulation des Wassers zu erzielen, kann durch entsprechende Schieberstellung bewirkt werden, dass das überflüssige Wasser in den Stunden des geringen Verbrauches an dem einen Ende eintritt und in den Stunden des maximalen Verbrauches am anderen Ende austritt. Auf diese Weise muss das Wasser den Zickzackweg von dem einen zum anderen Ende des Behälters zurücklegen, wobei der gesammte Inhalt in Bewegung kommt (ÖZ. 1893, S. 36).

Taf. **VIII**, Fig. 20. Mehrstöckiger Hochbehälter am Montmartre in Paris. Hier sind die drei Kammern des Behälters in drei Stockwerken über einander angeordnet, wodurch gegenüber der gewöhnlichen Andordnung an Grundfläche gespart wurde.

Wasserthürme.

Die Wasserthürme bestehen in der Regel aus einem cylindrischen Blechbehälter, welcher bei kleineren Anlagen eventuell mittels eines hölzernen oder eisernen Gerüstes, bei grösseren Anlagen aber immer mittels Mauern in der nöthigen Höhe über dem Erdboden gehalten wird. In neuerer Zeit sind bei kleineren Anlagen statt Blechbehältern auch Monier-Behälter (Cementbehälter mit eingelegtem Eisengerippe) zur Anwendung gekommen, welche gegenüber den Blechbehältern den Vortheil haben, dass sie nicht dem Rosten unterliegen, dagegen aber keine so grosse Tragfähigkeit wie diese besitzen. Man kann aber auch bei Blechbehältern durch einen 8 bis 10 mm starken Cementverputz einen wirksamen Schutz gegen Rost unter Wasser erreichen.

Bei den Blechgefässen bildet der Boden entweder eine ebene Fläche, einen niederhängenden Kugelabschnitt oder es kann derselbe nach dem System von Intze aus einem Kugelabschnitt und zwei abgestumpften Kegeln zusammengesetzt sein. Ebene Böden erfordern eine Unterstützung über die ganze Fläche durch tragende Deckenkonstruktionen und kommen daher gewöhnlich nur bei kleineren Behältern zur Anwendung, während niederhängende Boden nur am Umfange unterstützt werden. Bei nicht allzu strengem Klima und ständiger Bewegung des Wassers durch den Zu- und Abfluss, können derartige Behälter einen besonderen Schutz gegen die Einflüsse der Temperatur allenfalls entbehren und ganz freistehend sein, während sie sonst von einem heizbaren Gehäuse aus Holz oder Mauerwerk umschlossen werden. Im ersteren Falle werden sie aber zum Schutz gegen Verunreinigung des Wassers durch Staub etc. gewöhnlich überdacht.

Taf. VIII, Fig. 21. Wasserthurm mit kleinem Behälter, wie solche beispielsweise bei Bahnhöfen zur Anwendung kommen. Der Behälter *R* hat hier einen ebenen Boden und wird von eisernen Trägern *B*, *C* getragen. *U* ist das Überlaufrohr und *S* ein Schwimmer, welcher durch eine Kette (Draht oder Schnur) *K* mit einem unten befindlichen Wasserstandszeiger in Verbindung steht.

» Fig. 22. Wasserthurm der Station Hagenkamp (Hannover), wobei der Behälter mit einem Kugelabschnitt-Boden versehen ist und am Umfang auf der Umfassungsmauer des Thurmes aufruht. Derselbe ist behufs Heizbarkeit von einem überdachten hölzernen Gehäuse umschlossen.

» Eig. 23. Wasserthurm von Chaillot, mit Behälter von gleicher principieller Anordnung wie beim vorigen Beispiel, jedoch mit bedeutend grösseren Abmessungen und ohne Verkleidung und Überdachung. Der Behälter ist hier behufs Reinigung durch eine in der Achse angebrachte Windetreppe zugänglich gemacht.

Taf. F. Berechnung von Wasserbehältern mit kugelförmigem Boden. Ist q das Gewicht des Wassers über dem Theil des Bodens welcher innerhalb eines beliebigen Parallelkreises *CD* vom Halbmesser x liegt, so ergiebt sich die am Umfange dieses Kreises unter dem Neigungswinkel α gegen die Horizontale auf die Längeneinheit wirkende radiale Tangentialkraft s aus

$$2\pi x s \sin \alpha = g, \quad s = \frac{g}{2\pi x \sin \alpha}$$

Bezeichnet man daher mit k die zulässige Inanspruchnahme und mit δ die Dicke des Bleches, so ist $s = k\delta$ und

$$\delta = \frac{g}{2\pi x k \sin \alpha}$$

Am äussersten Parallelkreis vom Halbmesser r muss zur Aufnahme der daselbst auftretenden radialen Tangentialspannung auf die Längeneinheit S bezw. des Horizontalschubes $H = S \cos \beta$ ein Verstärkungsring angebracht werden, dessen Spannung T sich ergiebt aus

$$2T = 2\sum_0^{\frac{\pi}{2}} H \cos \delta = 2Hr$$

$$T = rS \cos \beta.$$

Nachdem ferner, wenn G das gesammte Wassergewicht

$$2\pi r S \sin \beta = G, \text{ so ist}$$

$$T = \frac{G \operatorname{cotg} \beta}{2\pi}$$

Die Stärke der Seitenwände kann nach den auf S. 50 angegebenen Regeln für die Berechnung der Wandstärke der Leitungsröhren bestimmt werden. Demnach ist

$$\delta = \tfrac{1}{2} \frac{pd}{k} + c$$

worin p den hydrostatischen Druck an der zu berechnenden Stelle bedeutet und daher für eine Tiefe h in Metern, $p = \frac{1}{10} h$ kg pro qcm beträgt. Mit Rücksicht auf Abweichungen von der Cylinderform, auf die erforderliche Steifheit und auf allfällige Schwächungen durch Rost wird die Konstante c = 3 bis 5 mm und mehr angenommen (ZfB. 1894—Hdl.).

Taf. **VIII**, Fig. 24. Wasserthurm Intze'scher Bauart in Bremerhaven, mit Behälter von ca. 11 m Dmr. und 600 cbm Inhalt (Massstab 1 : 720). Dadurch dass der Boden hier aus einer Kugelhaube und zwei abgestumpften Kegeln zusammengesetzt ist wird der Vortheil erreicht, dass der Boden sehr steif wird und ein Theil desselben über die Unterstützungspunkte hinaus ragen kann, daher das tragende Mauerwerk einen entsprechend kleineren Durchmesser erhalten kann, als bei vorgenannter Anordnung. Ausserdem wird hier auf den Auflagerring von aussen und von innen ein Druck ausgeübt, wodurch bei passender Wahl des Durchmessers derselbe nur einen vertikalen Auflagerdruck erhält.

Taf. **F**, Fig. 6. Wasserthurm gleicher Art und Grösse wie der vorige, am Kölner Bahnhof. Derselbe erhielt jedoch hier keinen schützenden Mantel gegen Frost, da das mit ungefähr mittlerer Jahrestemperatur eintretende Wasser bei dem starken Verbrauch nicht zum Gefrieren kommt. Unter dem Boden des Behälters ist ein Tropfboden aus Wellblech auf eisernen Trägern mit Betondecke und Cementestrich angebracht, welcher Boden in das Überlaufrohr entwässert ist.

Die Zuflussleitung zum Behälter wird, sobald der höchste zulässige Wasserstand eingetreten ist, durch einen Schwimmer, der auf ein in die Leitung einge-

schaltetes Ventil wirkt, selbstthätig geschlossen (ZfB. 1898, Bl. 65—AdP. 1891, I, Pl. 6).

Taf. F, 7—7 a. Wasserthurm des Wasserwerkes für die Städte Mühlheim a/ Rh. Deutz und Kalk, mit zwei über einander gestellten Wasserbehältern der letztgenannten zwei Arten. Die ursprünglich im Jahre 1881 ausgeführte Anlage bestand aus dem unteren Behälter von 10 m Dmr und 584 cbm Nutzinhalt, welcher auf einem gemauerten Unterbau von 27 m Höhe in der damals gebräuchlichen Bauart mit kugelförmigem Boden zur Ausführung kam. Die Anlagekosten betrugen damals 54,000 Mk, wovon der Blechbehälter 22,500 Mk.

Als dieser Behälter dem steigenden Verbrauch nicht mehr genügte, wurde im Jahre 1895 über demselben ein neuer Behälter der Intze'schen Bauart von 13 m Dmr. und 800 cbm Inhalt unter Anwendung von 12 mit einander verstrebten schmiedeisernen Säulen aufgestellt. Dieser neue Behälter hat 5,7 m Seitenhöhe, bei 6 bis 9 mm Wandstärke, und einen Boden, dessen kugelförmiger Theil 8,6 m Durchmesser, 1,62 m Pfeilhöhe und 7 mm Stärke, der aufwärtz gekehrte stützende Mantel in Form von einer Kugelzone 8,6 bezw. 10,6 m Durchmesser und 12 mm Dicke und der äussere abgestumpfte Kegelmantel 10,6 bezw. 13 m Durchmesser, 0,85 m Höhe und 12 mm Wandstärke hat. Der Auflagerring ist aus zwei Walzeisen zu einem Y förmigen Kranz zusammengesetzt, während die stützenden Säulen einen][förmigen Querschnitt haben. Die Kosten der Schmiedeisentheile des neuen Behälters betrugen 29,200 Mk.

Der Betrieb der beiden Behälter ist derart eingerichtet, dass der untere Behälter sich aus dem Überfluss des oberen füllt und sich erst zu entleeren anfängt, nachdem der obere entleert ist (ZdI. 1899).

Taf. VIII, Fig. 25. Hochbehälter auf einem Fabriksschornstein in Dresden (75 cbm. Inhalt). Diese Anordnung von Hochbehältern ist in neuerer Zeit in Deutschland vielfach zur Ausführung gekommen.

Andere weniger gebräuchliche Anordnungen des Bodens bei derartigen Intze'schen Behältern, bestehen aus dem äusseren abgestumpften Kegel nebst einem unmittelbar vom Auflagerring ausgehenden nach aufwärtz oder nach abwärtz gebogenen kugel- oder kegelförmigen Bodentheil. [1])

d. Gegenbehälter.

Wenn die den Druckhöhen entsprechenden Drucklinien eines Hochbehälters während des grössten Tagesverbrauchs in einzelnen Stadttheilen tiefer zu liegen kommen, als für dieselben erforderlich, so kann dem durch die Anlage von s. g. Gegenbehältern von entsprechender Grösse abgeholfen werden, welche in den Stunden des kleineren Verbrauchs gefüllt werden und deren Inhalt für die Stunden des grösseren Verbrauchs zur Anwendung kommt. Hiedurch erwächst auch der Vortheil, dass bei zeitweiligen Unterbrechungen der Zufuhr vom Hauptbehälter, die Wasservorräthe der Gegenbehälter zur Anwendung kommen können. Zur gleichzeitigen Füllung des Hauptbehälters und der Gegenbehälter müssen die

[1]) Bezüglich der Berechnung der Böden bei Intze'schen Behältern siehe Journ. f. Gasbeleuchtg. u. Wasserversorgung 1884—NA. 1890, S. 130.

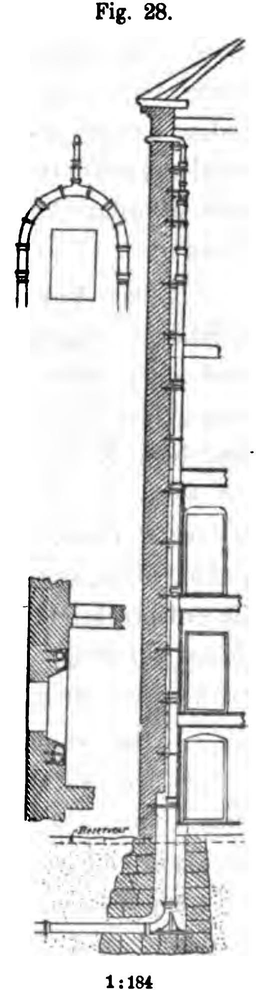
letzteren eine tiefere, dem Druckverluste zwischen dem ersteren und den letzteren entsprechende Höhenlage bekommen.

Taf. **F**, Fig. 8—8 a. Längenprofil und Lageplan der Wasserleitung von Salzburg mit Hochbehälter und Gegenbehälter von denen ersterer am linken und letzterer am rechten Ufer der die Stadt durchfliessenden Salzach liegt.

e. **Standrohre.**

Zuweilen kann der durch einen Hochbehälter bedingte Druck bei gewissen höher gelegenen Stadttheilen schon für den gewöhnlichen Maximalverbrauch, namentlich aber bei Feuersbrünsten infolge der durch den stärkeren Verbrauch bedingten grösseren Druckverluste, ungenügend sein. Man kann sich dann den zu diesen Zwecken zeitweilig erforderlichen grösseren Druck durch besondere Einrichtungen zusichern, unter denen s. g. Standrohre bisher die meiste Anwendung gefunden haben. Es ist dies ein bis zu der dem gewünschten Maximaldrucke entsprechenden Höhe emporgeführtes und oben umgebogenes zweischenkliges Rohr, in dessen einen Schenkel das Wasser nach Ausschaltung des Hochbehälters emporgepumpt wird, während der andere Schenkel als Ableitungsrohr für das event. überlaufende Wasser dient. Zuweilen erhalten die Standrohre einen so grossen Durchmesser dass die darin enthaltene Wassermenge zu Feuerlöschzwecken genügt.

Fig. 28.



1:184
Standrohr in Upsala.

Die Standrohre werden in besonderen Thürmen etc. untergebracht und stehen entweder im Zusammenhang mit dem Hochbehälter oder sie stehen abgeschieden, mehr oder weniger weit entfernt von den letzteren.

Taf. **VIII**, Fig. 26. Wasserthurm mit Standrohr des Wasserwerkes von Lübeck. Das Standrohr befindet sich hier in der Mitte des Hochbehälters, über welchen es sich um 22,3 m erhebt. Zwischen den beiden Schenkeln befinden sich die mittels Schiebern absperrbaren Verbindungsrohre *b*, *g*, *h*, *i*, durch deren Schliessung je nach Bedarf verschiedene Druckhöhen erreicht werden können. Am obersten Ende befindet sich ein Luftrohr.

Nebenstehende Textfigur 28 zeigt ein solches Standrohr in Upsala, welches längs der Mauer des Schlosses der Stadt bis zu ca. 17 m Höhe über dem Hochbehälter geführt ist (IFF. 76 S. 3).

In Berlin und Hamburg giebt es beispielsweise solche Standrohre, welche in besonderen von den Hochbehältern abgeschiedenen Thürmen untergebracht sind.

Man kann aber auch in der Wasserleitung einen höheren Druck als der dem Wasserstande im Hochbehälter entsprechende durch andere Mittel erreichen, von denen das einfachste in einem am Einlauf zum Hochbehälter angebrachten, je nach der gewünschten Druckhöhe verschieden zu belastenden Ventil besteht. Ein anderes Mittel besteht in der Anwendung von Akkumulatoren, bestehend aus vertikalen cylindrischen Behältern, welche einen entsprechend belasteten Kolben enthalten und unter Ausschaltung des Hochbehälters mit der Leitung in Verbindung gebracht werden. Hiedurch kann der Druck in der Leitung bis zum Anheben des Kolbens gesteigert werden.

f. Anordnung des Rohrnetzes im Verbrauchsgebiete.

Das Rohrnetz wird entweder so angeordnet, dass die vom Hauptzuleitungsstrang nach den verschiedenen Strassen etc. abzweigenden Seitenstränge an den Enden stumpf auslaufen, ohne eine gegenseitige Verbindung zu erhalten (Verästelungs-System), oder es werden solche, für die Wasserversorgung oft nicht erforderliche Verbingungen angeordnet (Kreislaufsystem, Circulationssystem).

Das Verästelungssystem hat den Vortheil der kleinsten erforderlichen Rohrlänge, dagegen den Nachtheil, dass bei der Absperrung des Zuflusses an irgend einer Stelle (behufs Reparaturen etc.) das ganze dahinter befindliche Versorgungsgebiet des bezüglichen Stranges vom Wasserbezuge ausgeschlossen wird, während beim Kreislaufsystem, wo jede Stelle den Zufluss von zwei Seiten erhalten kann, in diesem Falle nur die zwischen den benachbarten Absperrschiebern gelegenen Theile des Rohrnetzes vom Wasserbezuge ausgeschlossen werden. Beim Verästelungssystem hat auch ein stärkerer Verbrauch an irgend einer Stelle, die entsprechende Druckverminderung für das ganze in der Fortsetzung befindliche Gebiet zur Folge, während sich beim Kreislaufsystem die Druckverluste durch Zuflüsse von anderen Seiten mehr ausgleichen.

Das stumpfe Ausmünden der Rohrstränge beim Verästelungssystem hat ferner den Nachtheil, dass das Wasser nach den Enden zu weniger in Bewegung kommt als an anderen Stellen, infolge dessen sich hier mehr Schlammablagerungen bilden und die Abnehmer hier schlechteres Wasser bekommen, als an anderen Stellen, nebstdem bei strengem Klima diese Theile der Leitung leicht gefrieren.

Gegen letztere Unzukömmlichkeit wurde z. B. in Helsingfors bisher das bereits an anderer Stelle angeführte Mittel angewendet, dass man in strengen Winternächten an solchen Stellen das Wasser durch Öffnen von Hydranten abfliessen liess.

Im Allgemeinen verdient daher das Kreislaufsystem den Vorzug. Doch sind gewöhnlich an ein und demselben Orte beide Systeme in der Art vertreten, dass sich das Kreislaufsystem aus dem Verästelungssystem, im Verhältniss der Erforderniss neuer Verbindungsstränge für den Verbrauch entwickelt.

V. Kanalisation der Städte.

Die Entwässerung oder Kanalisation der Städte bezweckt die Ableitung aller Abwässer vom Stadtgebiete, nämlich des Niederschlags- und Grundwassers, sowie allen Brauchwassers (unreines Hauswasser und sonstige Abwässer, nebst den menschlichen Auswurfstoffen). Diese Ableitung ist erforderlich, sowohl mit Rücksicht auf die Hinderlichkeit der Abwässer für den Verkehr etc. als auch mit Rücksicht auf die Reinlichkeit und die davon abhängigen sanitären Verhältnisse. Die Wichtigkeit der Kanalisation für die sanitären Verhältnisse einer Stadt wurde zwar schon in alter Zeit erkannt, jedoch erst in neuerer Zeit durch die wichtigen Entdeckungen auf baktereologischem Gebiete wissenschaftlich erwiesen.

Durch die Kanalisation werden nämlich die in den Abfällen enthaltenen Krankheitsstoffe unschädlich gemacht, während sie sonst theils durch das Grundwasser theils durch die Luft fortgepflanzt werden und zur Verbreitung von Krankheiten beitragen. Ersteres geschieht durch Eindringen dieser Stoffe durch Versickerung in den Erdboden, wo sie sich theils durch das Grundwasser weiter fortpflanzen und durch dessen Genuss schädlich wirken, theils beim Steigen des Grundwassers an die Erdoberfläche gelangen und beim abermaligen Sinken desselben dort zurückgelassen werden. Die Fortpflanzung durch die Luft dagegen geschieht in der Art, dass jene Stoffe an der Erdoberfläche trocknen und in Form von Staub fortgetragen werden.

Durch zahlreiche Beispiele ist es auch statistisch erwiesen, dass in Städten sowohl die allgemeine Sterblichkeit als auch namentlich jene an epidemisch Erkrankten im Verhältniss der Zunahme der Kanalisation und Verbesserung der Wasserversorgung abgenommen hat. So hatte beispielsweise Berlin vor Einführung der Kanalisation im Jahre 1871, 39 Todesfälle auf 1,000 Einwohner. Später betrug in den

Jahren	1875	1880	1885	1890	1892	die
Anzahl kanalisirter Häuser . . .	57	7,478	15,895	19,898	22,012	und die
Anzahl Todesfälle auf 1000 Einwohner	32,9	29,7	24,4	21,5	20,2.	

In Frankfurt a. M. betrug vor Einführung der jetzigen Kanalisation und Wasserversorgung die Anzahl Todesfälle an Typhus 110 auf 100,000 Einwohner, während diese Zahl später in den Jahren 1875, 1886 und 1887 auf bezw. 42, 11 und 6 sank.

Die Kanalisation der Städte umfasst folgende, hier zu besprechende Theile:

A. **Allgemeine Anordnung der Kanalisation,**
B. **Bestimmung der Abflussmengen,**
C. **Die Abzugskanäle,**
D. **Ableitung des Kanalwassers vom Stadtgebiet,**
E. **Beseitigung der festen Abfallstoffe.**

A. Allgemeine Anordnung der Kanalisation.

Im Allgemeinen besteht die Anordnung der Kanalisation darin, dass das auf die Strassen und Plätze fallende Niederschlagswasser nach den seitlich der Fahrbahn, zwischen dieser und den Gehwegen der Strassen gelegenen Rinnsteinen einen Abfluss findet, von wo es durch die in gewissen gegenseitigen Abständen gelegenen Strasseneinläufe in unterirdische Abzugskanäle gelangt. Das auf die strassenseitig gelegenen Dachflächen der Häuser fallende Niederschlagswasser gelangt durch die Fallrinnen entweder gleichfalls in die Rinnsteine oder unmittelbar in die Abzugskanäle, während jenes der hofseitig gelegenen Dachflächen und der Hofflächen durch die Ablaufbrunnen der letzteren in die unterirdischen Hauskanäle gelangt, welche mit den Strassenkanälen in Verbindung stehen.

Die Ableitung des Brauchwassers (einschliesslich der event. menschlichen Auswurfstoffe) geschieht durch die Hausleitungen, welche durch die Hauskanäle mit den Strassenkanälen in Verbindung stehen.

Nachdem das abzuleitende Niederschlagswasser viel weniger verunreinigt ist als das Hauswasser, dagegen ersteres durch die weitaus grössere Abflussmenge einen viel grösseren Kanalquerschnitt erfordert, so kann statt der gewöhnlichen gemeinsamen Ableitung für beide diese zwei Arten der Abwässer auch eine getrennte Ableitung in Frage kommen, wenn Gelegenheit vorhanden ist, die Kanäle für das Niederschlagswasser durch baldiges Ausmünden in einen im Stadtgebiet oder in nächster Nähe gelegenen Fluss etc., wesentlich kürzer zu erhalten, als die aus sanitären Rücksichten weiter hinaus zu leitenden Brauchwasserkanäle. Eine solche Anordnung wurde in neuerer Zeit beispielsweise in Neapel eingeführt.

Die Ableitung des Grundwassers geschieht meistens nur insoweit als es längs der Aussenflächen der Strassenkanäle einen Abfluss findet, während man sonst die zu entwässernden Gebiete in üblicher Weise drainirt und die Sammeldrains in die Strassenkanäle ausmünden lässt. Hiebei wird meistens eine Trockenlegung der Kellerräume, also eine Senkung des Grundwasserstandes bis unter die letzteren angestrebt, zu welchem Zwecke die Kanäle eine Tiefenlage von wenigstens 3 bis 5 m unter der Strassenfläche erhalten müssen. Anderseits ist die

kleinste Tiefenlage der Abzugskanäle von der Nothwendigkeit bedingt, dieselben frostfrei zu erhalten.

Die Kanalisation verursacht ausser durch Drainirung des Bodens auch durch die unmittelbare Aufnahme und Ableitung des Niederschlagswassers eine Senkung des Grundwasserspiegels worauf bei Gründungen mittels Pfählen anderen tragenden Holzkonstruktionen Rücksicht zu nehmen ist.[1]) — Auf diesen Umstand wurde beispielsweise bei der Projektirung der neuen Entwässerungsanlagen in Boston Rücksicht genommen, nachdem ein Theil der Stadt auf Pfählen gegründet ist. Da durch Ausführung der neuen Kanalisationsanlagen eine Senkung des Wasserstandes in den älteren Kanälen eintreten sollte, so wurde behufs Ermittlung des Einflusses dieser Senkung auf den Grundwasserstand, vorher in einem dieser Kanäle der Wasserstand durch Auspumpen unter 53 Tagen ebenso niedrig gehalten wie er später werden sollte und gleichzeitig die Veränderung des Grundwasserstandes beobachtet. Dies geschah in der Art, dass in der Umgebung 20 eiserne Rohrbrunnen bis zu entsprechender Tiefe abgesenkt und in denselben mittels eines mit Senkblei versehenen Messbandes zweimal täglich Wasserstandsbeobachtungen gemacht wurden. Hiebei wurde am Senkblei ein Stückchen Kalium befestigt, durch dessen Entzündung sich die Erreichung der Wasserfläche zu erkennen gab (GC. 1887—88 T. XII, S. 212).

B. Bestimmung der Abflussmengen.

Zur Ermittlung der erforderlichen Abmessungen der Kanalisationsanlagen ist die Kenntniss der grössten abzuleitenden Wassermengen erforderlich. Hiebei geschieht die Ermittlung der Niederschlagsmengen nach den im I. Theil dieses Werkes (S. 37—39) angegebenen Regeln.[2]) Man pflegt in Allgemeinen, je nach der Grösse und Beschaffenheit der in Betracht kommenden Abflussfläche, eine stündliche Regenhöhe von etwa 25 bis 45 mm, bezw. 70 bis 125 *sl* pro *ha* (für bezw. grössere und kleinere Flächen) und hievon mit Rücksicht auf die Absorption, Versickerung und Verdunstung und die event. sich geltend machende Verzögerung, etwa $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{2}$ als in die Kanalisationsanlagen gelangend anzunehmen.[3])

Von den übrigen Abwässern pflegt man die abfliessenden Brauchwassermengen, entsprechend dem Wasserverbrauch, zwischen etwa 100 und 150 *l* pro Einwohner und Tag und hievon als grösste stündliche Abflussmenge etwa 6 bis 10 %, somit 6 bis 15 *l* pro Einwohner und Stunde anzunehmen. Hierin können auch die eventuell abzuführenden festen menschlichen Abfallstoffe einbegriffen sein, nachdem deren Menge im Vergleich zu den abzuführenden Wassermengen eine sehr geringe ist (nach Pettenkofer im Mittel nur 93 Gramm pro Kopf und Tag, dem also ein Volumen von etwa $\frac{1}{10}$ *l* entspricht).

---

[1]) Vergl. den »Grundbau« des Verf. S. 31.

[2]) Vergl. auch DB. 1884 N:o 16.

[3]) In Berlin wurde für Flächen unter 10 *ha* eine stündl. Regenhöhe von 46 mm und für grössere Flächen eine solche von 23 mm, und davon $^1/_3$ in die Kanäle ablaufend angenommen, nämlich bezw. 43 und 21,2 *sl/ha* (Hbr.).

Bei Annahme der einer bestimmten Entwässerungsfläche entsprechenden Einwohnerzahl ist darauf Rücksicht zu nehmen, dass die Dichtigkeit der Bevölkerung nicht nur im Allgemeinen mit der Grösse der Städte zunimmt, sondern dass dieselbe auch in den einzelnen Theilen ein und derselben Stadt sehr verschieden sein kann. Im Allgemeinen beträgt die mittlere Bevölkerungsdichtigkeit bei kleineren Städten etwa 100 bis 300 und bei grösseren bis zu etwa 800 Einwohner pro Hektar.

So wurden beispielsweise in Berlin schon vor ca. 30 Jahren, beim Entwurf der bestehenden Kanalisation, 783 Einwohner pro ha und ein Wasserverbrauch von 127,5 *l* pro Kopf und Tag angenommen, wovon die Hälfte in 9 Stunden, also 7 *l* pro Einwohner und Stunde abzuleiten wären (entsprechend 1,545 sl/ha).

In Dresden wurden bei Projektirung der Kanalisation für den dichten Kern der Altstadt 1100, für die anschliessenden Viertel mit halbdichter Bebauung 750 und für offene Viertel 120 Einwohner pro *ha* angenommen.

C. Die Abzugskanäle.

I. Die Rinnsteine.

Die Rinnsteine sind oberirdische Gerinne zur Aufnahme des von den Strassenflächen etc. ablaufenden Niederschlagswassers und zur Ableitung desselben in die unterirdischen Kanäle. Dieselben bilden die seitlichen Begrenzungen der Fahrbahn und entstehen durch das seitliche Gefälle der letzteren und die Überhöhung der Gehwege über derselben. Sie erhalten ein kleinstes Gefälle von etwa 1 : 500 sowie eine kleinste Tiefe von 5 bis 7 cm und eine grösste Tiefe von 15 bis 20 cm unter dem Gehweg.

Taf. VIII, Fig. 27—28. Beispiele von Rinnsteinen wie selbe z. B. in Helsingfors üblich sind. Der Rinnstein *R* lehnt sich gegen den Bordstein des gepflasterten oder asphaltirten Gehweges *T*. Fig. 27 zeigt die Anordnung bei den mit Feldsteinen gepflasterten Fahrbahnen und Fig. 28 jene bei Anwendung von Hausteinen. Statt der Pflastersteine werden auch grössere Steine mit einer ausgehauenen Rinne sowie auch solche Steine aus Cement angewendet.

» Fig: 29. Gedeckter Rinnstein von grösserem Querschnitt, unter dem Gehweg liegend. Diese Anordnung kann nur in Frage kommen an Stellen, wo keine unterirdischen Strassenkanäle vorhanden und wo die Rinnsteine auch zur Ableitung des Brauchwassers dienen sollen. Hiebei ist zur Vermeidung der Entwicklung von üblem Geruch durch das letztere, eine ständige gründliche Spülung erforderlich, etwa durch das ablaufende Wasser von öffentlichen Brunnen, oder durch Einleitung von Bächen. Für kälteres Klima ist daher die Anordnung nicht geeignet.

Die seitlichen Begrenzungen bestehen aus Bordsteinen oder Mauerwerk. Der Einlauf des Wassers von der Fahrbahn geschieht durch Seitenöffnungen *O*. Die Abdeckung besteht aus Steinplatten oder Bohlen.

2. Die Abzugskanäle.

a. Allgemeines.

Zur Ableitung des von den Rinnsteinen ablaufenden Niederschlagswassers dienen zunächst die Strassenkanäle, während das Brauchwasser in die Hauskanäle abfliesst und durch diese den Strassenkanälen zugeführt wird. Die Strassenkanäle wieder münden in grössere Hauptkanäle und Sammelkanäle (Sammler), welche die Ableitung vom Stadtgebiete bezwecken und welche theilweise auch als Strassenkanäle dienen können.

Taf. **VIII**, Fig. 30—30a. Allgemeine Anordnung der Entwässerung durch einen Strassenkanal. Von den Rinnsteinen *R* gelangt das Niederschlagswasser durch die Strasseneinläufe *a b* in den Strassenkanal *c*, in welchen auch die Hauskanäle *d* münden.

b. Querschnittsfläche und Gefälle der Abzugskanäle.

Die erforderliche Querschnittsfläche wird entsprechend der abzuleitenden Wassermenge Q und der zu erreichenden Geschwindigkeit v, aus

$$F = \frac{Q}{v}$$

bestimmt, wobei die Wassermenge in der hier oben angegebenen Weise und die Geschwindigkeit auf Grund der früher angeführten Geschwindigkeitsformeln bestimmt wird. [1]) Die sich ergebende Querschnittsfläche F entspricht entweder dem Volllaufen, bezw. dem gesammten Querschnitt des Kanalprofils, oder nur einem Theil desselben, so dass ein wasserfreies Segment übrig bleibt. Ersteres ist in Bezug auf die Anlagekosten am vortheilhaftesten, hat aber den Nachtheil, dass dann in solchen Kanälen bei stärkeren Regenfällen ein so hoher Druck entstehen kann, dass hiedurch tiefer gelegene Baugründe einem zeitweiligen Überschwemmen durch Empordrücken des Kanalwassers durch die Einläufe ausgesetzt sein können.

Hiergegen werden an den Hauskanälen etc. Klappenverschlüsse angebracht, welche sich nach auswärtz öffnen und so den unbehinderten Abfluss des Hauswassers gestatten, dagegen das Empordringen des Kanalwassers verhindern. Ferner werden zu gleichem Zwecke, behufs Entlastung solcher volllaufender Kanäle bei stärkeren Regenfällen, s. g. Nothauslässe angewendet, bestehend aus besonderen Zweigkanälen, welche in innerhalb des Stadtgebietes befindliche Recipienten (Flüsse, Schifffahrtskanäle, Stadtgräben) ausmünden und bei der Abzweigung vom Hauptkanal durch einen Überfall geschieden, sowie an der Mündung mittels einer Schütze verschliessbar sind.

---

[1]) In Berlin wurde die Eitelweinsche Formel $v = 50\sqrt{RJ}$ benutzt.

So sind beispielsweise in Berlin die Strassenkanäle für den Volllauf berechnet und dabei mit derartigen Nothauslässen versehen, nebstdem bei den Hauskanälen Klappenverschlüsse vorgesehen sind.

Derartige Schützen- oder selbstthätige Klappenverschlüsse werden zuweilen auch an der Auslaufmündung der Sammelkanäle in Flüsse etc. angebracht, um bei höheren Wasserständen in den letzteren ein Empordringen des Flusswassers in den Kanälen und dadurch ein Überschwemmen tiefer gelegener Stadtheile zu verhindern.

Das Gefälle der Abzugskanäle soll wo möglich so gross sein, dass eine zur Fortschaffung aller in dieselben gelangenden festen Bestandtheilen genügende Geschwindigkeit erreicht wird. Nachdem aber die Geschwindigkeit $v = c\sqrt{\frac{F}{p}J}$, so muss zur Erreichung des erforderlichen Geschwindigkeitsminimums das Gefälle J umso grösser angenommen werden, je kleiner die Querschnittsfläche F ist.

Nach den in Paris gemachten Erfahrungen ist dort zur Vermeidung von Schlammablagerungen eine Geschwindigkeit von wenigstens 0,8 m und zur Vermeidung von Sandablagerungen eine Geschwindigkeit von wenigstens 1 m erforderlich. Dem entspricht bei den dortigen Strassenkanälen ein kleinstes Gefälle von bezw. 1 : 200 und 1 : 100. Andererseits gilt dort bei begehbaren Kanälen als grösstes zulässiges Gefälle 1 : 33, mit Rücksicht darauf, dass bei stärkerer Neigung die Begehung infolge Ausgleitens erschwert wird. Nach in London angestellten Versuchen ist bei den dortigen Kanälen eine Geschwindigkeit von 0,6 bis 0,75 m genügend um Ablagerungen aller Art zu verhindern.

Erfahrungsgemäss genügen im Allgemeinen folgende kleinste Gefälle: bei Hauskanälen 1 : 50 bis 1 : 40, bei kleineren Strassenkanälen 1 : 800 bis 1 : 300, bei Hauptkanälen 1 : 1500 bis 1 : 1000 und bei grösseren Sammelkanälen etwa 1 : 3000. Anderseits sind aber die Kanäle bei stärkerem Gefälle als ungef. 1 : 50 der Gefahr des Trockenlaufens und dadurch der Gefahr des Versandens ausgesetzt.

c. Bauart der Abzugskanäle.

Die Kanäle werden aus Holz, glasirten Thonröhren, Cementröhren, Ziegelmauerwerk, Bruchstein- und Werksteinmauerwerk, Beton, seltener aus Eisen-Asphaltpappe oder Holzmasse-Röhren ausgeführt und ist die Wahl des Materials und der Querschnittsform hauptsächlich abhängig von der erforderlichen Grösse des Querschnitts, der Beschaffenheit des Grundes und der disponiblen Höhe für das Querprofil.

In Bezug auf die Grösse des Querschnitts unterscheidet man: nicht zugängliche, schlupfbare und begehbare Kanäle. Schlupfbar sind die Kanäle

bei wenigstens 0,75 m und begehbar bei wenigstens 1,25 m Höhe. Begehbar müssen solche grössere Strassenkanäle und Sammler angeordnet werden, welche einer Besichtigung und zeitweisen Reinigung von Hand bedürfen.

Kanäle von kleinerer Querschnittsfläche als ungef, 0,2 qm werden gegenwärtig fast durchaus mit kreisförmigem Profil aus glasirten Thonröhren ausgeführt, während grössere Profile meistens oval, namentlich eiförmig, aber auch kreisförmig, segmentförmig und in anderen gedrückten Formen ausgeführt werden. Da das kreisförmige Profil den Vortheil der kleinsten benetzten Fläche hat, so verdient dasselbe auch bei grösseren Querschnittsflächen überall dort den Vorzug, wo die Wasserstände weniger veränderlich sind und wo sich bei erforderlicher Begehung hiefür eine genügende Höhe ergiebt. Sonst verdient das eiförmige Profil den Vorzug, da dieses durch den kleineren Krümmungsradius an der Sohle besser geeignet ist kleinere Wassermengen zu koncentriren und denselben dadurch eine grössere spülende Kraft zu geben.

Hölzerne Kanäle.

Abzugskanäle aus Holz kommen wegen der leichten Vergänglichkeit des Materials selten zur Anwendung, meistens nur als provisorische Anlagen an Stellen wo die gewählte Lage des Kanals keine bleibende ist, sowie bei angeschüttetem Boden zur Erreichung einer möglichst kleinen Belastung und eines grösseren Widerstandes gegen Brüche bei ungleichförmigen Setzungen.

Taf. **VIII**, Fig. 31. Abzugskanal aus Bohlen mit rechteckigem Profil, wie solche in obgenannten Fällen beispielsweise auch in Helsingfors zur Anwendung gekommen sind. Bei kleinerer Querschnittsfläche werden solche Kanäle aus vier Bohlen zusammengefügt, während bei grösserem Querschnitt die Ausführung entsprechend Fig. 31 geschieht, wobei sämmtliche vom Wasser berührte Fugen entsprechend abgedichtet werden müssen.

Taf. **G**, Fig. 1—3. Hölzerne Kanäle bei neu angeschüttetem Boden in Boston. Fig. 1 zeigt einen grösseren Sammelkanal, welcher entsprechend Fig. 1 a aus in der Längenrichtung laufenden Bohlen von 25 cm Breite und ca. 10 cm Dicke zusammengefügt und im Inneren mit einer ca. 10 cm dicken Betonschicht bekleidet ist. — Fig. 2 ist ein Strassenkanal von ovaler Querschnittsform, welcher entsprechend Fig. 2 a nur in der unteren Hälfte aus einer äusseren Bohlenumhüllung und inneren Ziegelverkleidung, in der oberen dagegen aus Ziegelmauerwerk besteht. Der Kanal wird hier überdies von hölzernen Querwänden getragen. — Fig. 3—3 a zeigt einen derartigen Kanal für angeschütteten Boden auf schlammiger Unterlage, mit gleicher Ausführung wie bei Fig. 1 und mit hölzernen Querwänden wie bei Fig. 2, welche hier von je zwei Pfählen getragen werden (GC. 1888, I N:o 15 & 25).

Zu den hölzernen Kanälen gehören auch die in neuerer Zeit aufgekommenen Kanäle aus Muffenröhren aus gepresster Holzmasse.

Thonrohrkanäle.

Diese Kanäle bestehen aus glasirten Thon- oder Steingutröhren mit Muffenverbindung. Dieselben erhalten einen inneren Durchmesser von etwa 10 bis 60 cm, ausnahmsweise bis zu 80 cm, und eine Länge von etwa 0,6 bis 0,9 m, bei einer Wanddicke die ungefähr gleich ist $\frac{1}{12}$ des Durchmessers. Letztere wird auch nach der Formel

$$\delta = \frac{d}{20} + 0{,}9 \text{ bis } \frac{d}{20} + 1{,}0 \text{ cm}$$

bestimmt. I Berlin, wo ungefähr $\frac{7}{8}$ der gesammten Kanallänge aus Thonröhren besteht, haben dieselben einen Durchmesser von 21 bis 48 cm und eine kleinste Länge von 8,8 m. Ausnahmsweise kamen dort Röhren bis zu 63 cm Durchmesser zur Anwendung, die sich aber für den dortigen Erddruck und die durch den Verkehr hervorgerufenen Stösse als zu schwach erwiesen haben, weshalb dort wo Thonröhren von 48 cm Durchmesser nicht mehr ausreichten, gemauerte Kanäle mit eiförmigem Profil zur Anwendung kamen.

Taf. VIII, Fig. 32—32 a. Gewöhnliche Anordnung der Thonrohrkanäle, wobei die Röhren unmittelbar auf die Sohle der Baugrube verlegt und an den Verbindungsstellen entsprechend gedichtet werden.

» Fig. 33—33 a. Thonrohrkanal mit Bohlen als Unterlage, bei nachgiebigem Boden.

» Fig. 34. Gewöhnliche Anordnung der Verbindung bei Thonrohrkanälen, wobei die Dichtung in der Muffe mittels eines um das Rohrende gewundenen Theerstricks *a* und einer vorgelegten oder über die ganze Muffe umgelegten Thonwulst *b* stattfindet. Zuweilen wird statt der Thonwulst auch eine über die ganze Länge sich erstreckende vollständige Betonummantelung angewendet (z. B. in München, eine Ummantelung von 10 cm Dicke).

Zur Erreichung eines grösseren Widerstandes gegen ein Hinausdrücken des Theerstrickes ist das Rohrende und die Muffe geriefelt.

» Fig. 35. Verbindung bei den Thonrohrkanälen in Berlin. Die 15 mm weite Fuge ist innerst mit Cementmörtel *c* und darauf mit getheertem Hanf *a* gedichtet nebstdem eine Thonwulst die ganze Verbindung umschliesst.

» Fig. 36, 37, 38—38 b. Besondere Verbindungsarten bei Thonrohrkanälen. Bei der Anordnung Fig. 36 von Liernur ist das in die Muffe zu steckende Rohrende mit einer Wulst und mit einem Ring *b* versehen, welcher sich beim Ineinanderschieben vor die Muffe legt und so die eingelegte Dichtungsmasse *a* abschliesst. — Bei der Verbindung von Latham (Fig. 37) werden Muffe und Rohrende vorher mit einer Dichtungsmasse belegt so dass sich die beiden Theile beim Einschieben mit einander verbinden. — Bei der Anordnung Fig. 38—38 b (Syst. Archer) werden die Enden unter Anwendung einer Dichtungsmasse *a* so ineinander geschoben, dass ein leerer Ring *b* übrig bleibt, welcher nachträglich mit Cementmörtel ausgegossen wird. Dabei wird der Mörtel so lange durch die Öffnung *m* eingegossen, bis derselbe durch eine zweite Öffnung *n*, welche von der ersteren durch eine Scheidewand getrennt ist, emporsteigt.

Kanäle aus Cementröhren.

Diese Kanäle bestehen aus vorher fabriksmässig erzeugten Röhren aus Stampfbeton von etwa 1,0 bis 1,5 m Länge, welche ähnlich wie die Thonröhren

durch Überblattung in einander greifend versetzt werden. Dieselben erhalten ein kreisförmiges oder meistens ein ovales, Profil, ersteres mit einem Durchmesser von etwa 20 bis 45 cm, letzteres bei grösserer Lichtweite, bis zu etwa 100 cm, unter hauptsächlicher Anwendung des eiförmigen Profils, mit einem Verhältniss der Weite zur Höhe wie 2:3.

Taf. **VIII**, Fig. 39—41. Cementrohr-Kanäle mit verschiedenen Profilformen. Die ovale Form Fig. 39 ist beispielsweise in Glasgow in Anwendung mit einer Weite und Höhe von 31/57 bis 40/75 cm, während von den anderen zwei Typen z. B. in Kopenhagen Fig. 40 mit kreisförmigem Scheitelgewölbe und keilförmiger Sohle für Weiten von ca. 24 bis 40 cm Weite und 1,2 m Länge, während das eiförmige Profil Fig. 41 für grössere Weiten angewendet wird.

Taf. **G**, Fig. 4. Cementrohr-Kanal mit umgekehrtem Eiprofil (Königsberg). Diese Anordnung kann sich bei Kanälen empfehlen, welche stets einen für die Spülung genügenden Wasserzufluss haben und erbieten den Vortheil einer breiteren Basis, bezw. einer besseren Gründung, sowie dass die Wassermassen mehr nach unten komentirt werden und dadurch der Kanal leichter begehbar wird. Hiedurch wird auch ein möglichst grosser hydraul. Radius $\frac{F}{p}$, bezw. eine möglichst grosse Geschwindigkeit erreicht (ZfB. 1890, Bl. 13).

Solche Cementrohr-Kanäle werden auch mit innerem Eisengerippe nach Monier's System ausgeführt und werden dieselben von der Actiengesellschaft für Monierbauten in Berlin in Kreisform mit 20 bis 200 cm Durchmesser und nur bezw. 2 bis 9 cm Wanddicke und mit Eiprofil von 20/30 bis 133,3/200 cm Weite und Höhe bei bezw. 1,8 bis 7,5 cm Wanddicke geliefert.

Gemauerte Kanäle.

Die gemauerten Kanäle bestehen meistens aus Ziegelmauerwerk, bei leicht erhältlichem natürlichem Steinmaterial wohl auch aus Bruchstein- und Hausteinmauerwerk, unter Anwendung von sehr verschiedenen Profilen.

Taf. **VIII**, Fig. 42. Viereckiger Abzugskanal aus Steinplatten. Diese einfachste Anordnung eines gemauerten Kanals kann eventuell in Frage kommen an Stellen, wo das Material aus nahe gelegenen Steinplattenbrüchen leicht erhältlich ist. Diese rechteckige Profilform hat aber den Nachtheil einer schlechten Ableitung kleiner Wassermengen.

» Fig. 43. Wiener Hauskanal aus Hohlziegeln mit halbeiförmigem Profil und Flachziegel-Abdeckung. Gegenüber den sonst üblichen Hauskanälen aus Thonröhren hat diese Anordnung den Vortheil der leichten Zugänglichkeit der Sohle behufs Reinigung, jedoch den Nachtheil ungenügender Dichtigkeit bei eventuellem Volllaufen.

» Fig. 44—48. Gemauerte Abzugskanäle mit eiförmigem Profil. Bei festerem Boden kann die Wandstärke überall gleich, also auch die äussere Begrenzung eiförmig angenommen werden, während sonst bei erforderlicher Vertheilung des Druckes auf eine grössere Breite, die Basis entsprechend erweitert wird. — Fig. 44 ist ein Hamburger Strassenkanal der ersteren Art aus Ziegelmauerwerk von $^1/_2$ Stein Stärke. Sohle und Scheitelgewölbe bestehen hier aus besserem Material, da erstere den Angriffen der koncentrirten Kanalflüssigkeiten und letzteres dem Erddrucke stärker ausgesetzt ist. — Fig. 45 zeigt einen Pariser Hauptkanal in der dort üblichen Bauweise aus Bruchsteinmauerwerk. Da das Eindringen des

Grundwassers in das Scheitelgewölbe auf die Stabilität desselben ungünstig einwirkt (durch Erweichung und Ausspülen des Mörtels und Erweichung der Steine), wird es durch einen äusseren Cementverputz von 3 cm Dicke und eine drainirende Sandschicht überdeckt, während die inneren Wände mit einer 1 $^1/_2$ bis 2 cm dicken Cementschicht verputzt sind. Hier werden in den grösseren Kanälen auch andere Leitungen (für Wasser, Gas etc.) in entsprechender Höhe auf eisernen Konsolen untergebracht, wodurch sie stets leicht zugänglich sind und bei Rohrbrüchen kein Schaden entstehen kann (durch Unterwaschung von Fundamenten, Überschwemmung von Kellerräumen etc.). — Fig. 46—47 sind die in Berlin angewendeten Typen von eiförmigen Strassen- und Hauptkanälen aus Ziegelmauerwerk, mit Scheitelgewölben von bezw. $^1/_2$ und 1 Stein Stärke und mit Erweiterung der Basis auf die ganze Kanalbreite.

Taf. **VIII**, Fig. 48. Gewöhnliche Konstruktion des eiförmigen Profils, wobei sich die Breite zur Höhe wie 2 : 3 verhalten. Es werden aber auch vielfach Eiprofile angewendet, die theils breiter theils schmäler sind als dieses. Die kleinsten, nicht schlupfbaren Eikanäle haben ein Profil von etwa 30/45 und die kleinsten schlupfbaren 55/75 cm Weite und Höhe.

» Fig. 49—50. Hamburger Haupt- und Sammelkanäle mit ovalem Profil ausgeführt aus Ziegelmauerwerk in zwei und drei Schichten von je $^1/_2$ Stein Stärke. Die Type Fig. 50 wird dort bei Profilen von 107/150 bis 215/258 cm Weite und Höhe angewendet.

Taf. **G**, Fig. 5. Strassenkanal in Charlottenburg mit ovalem Profil und aus Ziegelmauerwerk mit Scheitel- und Sohlengewölbe von $^1/_2$ Stein Stärke nebst Hintermauerung aus gewöhnlichem Mauerwerk und mit einer Unterlage von Betonplatten. Um die Abschwemmungsfähigkeit nach Möglichkeit zur vergrössern ist die Sohle mit glasirten Thonschalen belegt (Berlin u. seine Bauten).

» Fig. 6—16. Abzugskanäle aus Bruchstein- und Hausteinmauerwerk in Neapel. Diese in neuerer Zeit ausgeführten Entwässerungsanlagen umfassen drei verschiedene Sammelgebiete, nämlich ein oberes, mit gemeinsamen Abzugskanälen für Regen- und Brauchwasser, ein mittleres und zwei untere Gebiete mit getrennter Ableitung in besonderen Kanälen für diese zwei Arten von Abwässern. Hievon sind Fig. 6 & 7 Strassenkanäle und Fig. 8 ein Hauptsammler des oberen Gebietes, Fig. 9 & 10 Strassenkanäle des mittleren Gebietes wobei die Brauchwasserkanäle unter die Regenwasserkanäle mit gemeinsamem Fundament verlegt sind, Fig. 11 & 12 Strassenkanäle des unteren Gebietes, und Fig. 13 getrennte untere Hauptsammler mit gemeinsamem Fundament. Ferner zeigt Fig. 14 einen Bergwasser-Abfangekanal, während Fig. 15 & 16 Hauptableitungskanäle sind (ZfB. 1892, Taf. 43—44).

» Fig. 17. Älterer Strassenkanal aus Ziegelmauerwerk in Wien. Derselbe hat ein kreisförmiges Scheitelgewölbe und ein elliptisches Sohlengewölbe (TF.).

Taf. **VIII**, Fig. 51. Älterer Hauptkanal in Wien.

» Fig. 52—53. Kreisförmige Sammelkanäle aus Ziegelmauerwerk in Berlin bei bezw. festem und weniger tragfähigem Boden.

Taf. **G**, Fig. 18—19. Kreisförmiger Hauptableitungskanal aus Ziegelmauerwerk in Boston, in festem Thonboden und in Sandboden, wobei im ersteren Falle ein kreisförmiger und im letzteren ein ebener Schwellenrost mit Bruchsteinhintermauerung zur Anwendung kam. Unter dem Kanal befindet sich ein Drainrohr (GC. 1888 I N:o 15 & 25).

Taf. **IX**, Fig. 1—2. Gedrückte Sammelkanäle mit Segmentförmigem Scheitel- und Sohlengewölbe aus Ziegelmauerwerk in Berlin.

Taf. **G**, Fig. 20—21. Gedrückte Sammelkanäle mit segmentförmigem Scheitelgewölbe und trogförmiger Sohle in Charlottenburg. Zur Erhöhung der Ab-

schwemmungsfähigkeit ist die Sohle hier theilweise mit glasirten Thonplatten belegt (Berlin u. seine Bauten).

Taf. IX, Fig. 3. Gedrückter Sammelkanal mit elliptischem Profil in Bremen. Derselbe ist auf einem Betonbett zwischen Spundwänden gegründet.

» Fig. 4—4 a. Gedrückter Sammelkanal mit flachen Scheitelgewölben zwischen eisernen Trägern und halbkreisförmigem Sohlengewölbe.

» Fig. 5—6. Ältere Sammelkanäle mit gedrücktem Profil in Wien, bei denen die Widerlager theils auf liegendem Rost, theils auf Pfahlrost gegründet sind. Fig. 6 ist der überwölbte Alserbach, welcher bis in die neueste Zeit der grösste Sammelkanal Wiens war. Gegenwärtig wird er von dem i letzterer Zeit überwölbten Wienfluss übertroffen.

Taf. G, Fig. 22. Querprofil des überwölbten Wienflusses. Das frühere Flussbett wird theils vom neuem Sammler von 21,0 m Weite für die Aufnahme des Flusswassers und der dahin ausmündenden Kanäle, theils von der neuen Stadtbahn eingenommen. Dieses Profil entspricht zwar der grössten wahrscheinlichen Wassermenge des Flusses, es wurden aber zur grösseren Sicherheit nebstdem im oberen Flusslaufe Thalsperren angelegt, welche einen Theil der Hochwässer zurückhalten sollen. Von einer dieser Thalsperren (Wolfsgraben-, vergl. Textfig. 7) geschieht auch der Wasserbezug für die neue Wienthal-Wasserleitung (ÖZ. 1895, Taf. XIV).

Taf. IX, Fig. 7—8. Grössere Hauptableitungskanäle in Triest. Dieselben sind gleichzeitig zur Aufnahme von Bächen bestimmt und haben sämmtlich ein gedrücktes Profil mit segmentförmigem Scheitelgewölbe aus Hausteinmauerwerk, während die Widerlager und Pfeiler aus Bruchsteinmauerwerk bestehen.

» Fig. 9—10. Grössere Sammler in Paris (»collecteur Rue Rivoli«[1]) & »collecteur d'Asnières«). Wie bereits oben erwähnt werden in Paris die Sammelkanäle nach Möglichkeit auch zur Unterbringung anderer Leitungen in denselben verwendet (für Wasser, Gas, Elektricität, komprimirte Luft) zu welchem Zwecke, sowie behufs Reinigung etc. dieselben leicht zugänglich gemacht sind. Dem entsprechend besteht bei den grösseren Sammlern das Querprofil aus zwei Theilen, nämlich der eigentlichen Kanalrinne von 0,8 bis 4,0 m Breite und 0,6 bis 2,0 m Tiefe zur Aufnahme der Abwässer (cuvette), mit beiderseitigen Bankette von 0,45 bis 0,93 m Breite, und einem Scheitelgewölbe dessen Höhe bis zu 3 m über den Banketten beträgt. Über den Banketten werden in entsprechender Höhe obgenannte Leitungen auf eisernen Konsolen angebragt. Je nach der Breite der Sammelrinne werden für den Transport des bei der Reinigung aufgegrabenen Schlammes, von Baumaterialien bei Reparaturen etc. entweder Rollwagen oder Boote verwendet. Erstere kommen zur Anwendung bei einer Rinnenbreite bis zu 1,2 m und laufen auf Schienen welche an den äussersten Kanten der Bankette befestigt sind. Bei diesen Sammlern älteren Datums sind die unter den Banketten in den Seitenmauern befindlichen Rohre *c* Hauptdrains aus Cementröhren zur Aufnahme des von drainirten Gebieten ablaufenden Drainwassers. Dieselben münden stellenweise in die Kanalrinne und tragen zur Spülung derselben bei. Bei anderen in neuerer Zeit ausgeführten Sammlern wurde ein grösserer Hauptdrain unmittelbar unter der Sohle des Kanals in den Erdboden versenkt. So befindet sich unter dem Clichy-Sammler ein solcher Drain, bestehend aus lose neben einander in einer Steinbettung verlegten Cementröhren von 0,4 m Durchmesser.

Taf. G, Fig. 23. Lageplan der Hauptsammler von Paris. Entsprechend der aus den Vierziger Jahren herrührenden Disposition von Belgrand münden die Strassenkanäle in Paris in ein System von sekundären Sammlern, und diese wieder in vier zu beiden Seiten der Seine gelegene Hauptsammler (collecteurs principaux), welche die Kanalwässer vom Stadtgebiet ableiten. Von diesen Hauptsammlern war

[1]) An dessen Stelle kam in neuester Zeit ein Tunnel der neuen Untergrundbahn.

bis in die neuere Zeit der bedeutendste der obgenannte, am rechten Ufer gelegene »collecteur d'Asnières», welcher bei einer Länge von ungef. 9000 m ein Gebiet von 2627 *ha* entwässert und am Seinestrande in Clichy ausmündet. Ein zweiter Hauptsammler nimmt seinen Anfang am linken Ufer als »collecteur de la Bièvre», im weiteren Verlauf »collecteur de la rive gauche» und nach Unterfahrung der Seine mittels eines Dükers bei der Alma-Brücke »collecteur de Mareau» genannt, und mündet in den Asnières-Sammler nahe an dessen Ende. Derselbe hat eine Länge von ca. 10,300 m und entwässert am linken Ufer ein Gebiet von 2304 *ha* und am rechten ein solches von 805 *ha*, somit zusammen 3109 *ha*. Ein dritter Hauptsammler ist der »collecteur du Nord» zur Entwässerung des nördlichen Theiles der Stadt. Derselbe mündet in St. Denis in die Seine und entwässert bei einer Länge von 12,082 m ein Gebiet von 1298 *ha*.

Nachdem sich in neuerer Zeit gezeigt hatte, das die zwei Hauptsammler von Asnières und Marceau trotz ihrer reichlich bemessenen Dimensionen bei heftigem Regen nicht im Stande waren die gesammten Wassermengen abzuleiten und daher bei solchen Gelegenheiten oft die Nothauslässe nach der Seine im Stadtgebiete in Wirksamkeit kamen, so wurde zur Entlastung dieser Sammler in der zweiten Hälfte der Neunziger Jahre ein vierter Hauptsammler, der »collecteur de Clichy» ausgeführt, welcher gegenüber dem oberen Ende des Asnières-Sammlers vom »collecteur de la rive gauche» ausgehend als Düker die Seine unterfährt, nördlich vom Asnières-Sammler parallel mit demselben fortläuft und an gleicher Stelle wie der letztere in Clichy ausmündet. Derselbe erhielt im unteren Lauf die gleiche Profilform wie der Asnières-Sammler, hat aber vollkommen elliptische äussere Begrenzung und eine Kanalrinne von 4 m Breite und 2 m Tiefe. Die äusseren Masse sind 7,29 m Breite und 5,90 m Höhe, bei einer Dicke des Sohlen- und Scheitelgewölbes von je 0,45 m und der Seitenwände von 0,6 m.

Sämmtliche Kanäle in Paris bestehen aus Bruchsteinmauerwerk unter Benutzung von leicht bearbeitbarem Material aus der Umgebung der Stadt (meulière, Mühlsteinquarz). Die inneren Wände sind mit einer Cementmörtelschicht von 1 bis 3 cm Dicke (die Rinne überall 3 cm) und das Scheitelgewölbe an der Aussenseite mit einer solchen Schicht von 2 bis 3 cm Dicke verputzt, worüber eine durchlässige Sandschicht ausgebreitet ist.

d. Ausführung der Kanäle.

Die Ausführung der Kanäle geschieht, je nach der Grösse des Querprofils, der Tiefenlage unter der Erdoberfläche und den eventuell nöthigen Rücksichten auf den Strassenverkehr, entweder in offenen Baugruben oder seltener unterirdisch in Stollen.

Im ersteren Falle wird die Baugrube in üblicher Weise abgesteift, wobei für die oberhalb der Grundwasserfläche befindlichen Seitenwände eine gewöhnliche Bohlenverschalung (mit horizontalen oder aufrechten, eingerammten Bohlen) zu erhalten pflegen, während unterhalb Spundwände erforderlich sein können. Der ausgehobene Boden wird dann theilweise zum Wiederverschütten der fertigen Kanalstrecken verwendet, wobei derselbe zur Vermeidung von stärkeren Setzungen zu stampfen ist.

Taf. 6, Fig. 24. Ausführung der gemauerten Kanäle in Berlin. Die Baugrube

wurde hier oberhalb des Grundwassers mit wagrechten Bohlenlagen und unterhalb desselben mit Spundwänden abgesteift. Bei wasserfreier Baugrube ruht der Kanal mit den Sohlstücken *a* unmittelbar auf der Sohle der Baugrube, während bei stärkerem Wasserandrang zuerst eine Unterlage von Sohlenplatten *c* mit einer Längsfuge von 15 cm Breite für den Abfluss des Wassers zur Anwendung kam. Stellenweise wurden zwischen den Sohlstücken *a* und den Platten *c* noch einige Ziegelschaaren *b* eingefügt. Bei sehr starkem Wasserandrang wurden auch Betonfundamente verwendet.

Taf. **G**, Fig. 25. Amerikanisches Verfahren beim Ausheben und Wiederverschütten der Baugrube, bei Ausführung von Kanälen und anderen unterirdischen Leitungen. Hiebei wird an dem einen Ende der im Bau befindlichen Strecke (von etwa 50 m) der Erdboden ausgehoben, unter gleichzeitigem Einrammen von Spundwänden (mit der Ramme *R*) zur Absteifung der Baugrube, während am anderen Ende die Ausführung des Kanals und das Wiederverschütten der Baugrube fortschreitet. Letzteres geschieht unter ausschliesslicher Anwendung von Maschinenkraft für den Transport des Erdmaterials von der Aushebe- zur Verschüttungsstelle.

Der Gang der Arbeit besteht darin, dass am äussersten Ende der Baugrube diese zuerst auf eine so grosse Tiefe ausgehoben wird, als das bezügliche Material zum Wiederverschütten nicht angewendet werden kann. Dieses Material wird in Karren verladen und fortgeführt. Das Ausheben des übrigen Theiles geschieht in mehreren Abstufungen mit je einer Partie Arbeiter, welche nur das ausgehobene Material in eine Anzahl Kippeimer zu füllen haben, worauf diese durch die Dampfmaschine *M* zu einem Hochgerüst emporgehoben, mittels besonderer zweirädriger Gehänge *G* längs einer einschienigen Luftbahn zur Verschüttungsstelle und nach Entleerung daselbst wieder zur Aushubstelle zurück befördert werden. Hier werden die leeren Eimer ausgehängt und andere in Bereitschaft gehaltene gefüllte Eimer sofort wieder eingehängt (ÖZ. 1895 S. 505—TfT 1895 S. 531, mit näherer Beschreibung der hiebei angewendeten Maschinen und Apparate).

» Fig. 26—27. Unterirdische Ausführung der Sammelkanäle in Boston, bei grösserer Tiefe, unter Anwendung von Stollen (GC. 1888, 1).

» Fig. 28—28 c. Unterirdische Ausführung des Geest-Sammlers in Hamburg. Dieser Kanal von 3 m lichtem Durchmesser wurde bei einer durchschnittlichen Tiefenlage von 20 m auf eine Länge von ungefähr 3 km mittels Stollen durchgetrieben. Hiebei wurde anfangs, ausgehend von ca. 200 m von einander entfernten Förderschachten von 4 × 2 m Querschnitt, ein einziger Stollen von so grossem Querschnitt angelegt, dass innerhalb desselben der kreisförmige Kanal von 4 m äusserem Durchmesser hergestellt werden konnte (Fig. 28). Infolge eines ausserordentlich starken Firstendruckes musste aber dieses System bald aufgegeben werden, worauf dann zunächst ein kleinerer Richtungsstollen an der Sohle durchgeschlagen, dann über demselben ein Firstollen vorgetrieben (Fig. 28 a) und nach der in Fig. 28 b und 28 c ersichtlichen Bauweise erweitert wurde. Da sich aber auch dieser Einbau als zu schwach erwies, wurde das Werk schliesslich unter Anwendung von Eisen-Einbau vollendet. Die Anlagekosten betrugen nahezu 3 Millionen Mark (Hamburg u. seine Bauten).

Die Gründung der Kanäle ist von der Bodenbeschaffenheit abhängig. Bei festem Boden werden dieselben unmittelbar auf die Sohle der Baugrube verlegt, während sonst verschiedene Befestigungsarten des Bodens zur Anwendung kommen, und zwar mittels Sandbettungen, liegendem Rost, Beton, Pfahlrost.

Kanäle aus Ziegelmauerwerk mit eiförmigem Profil werden ferner behufs grösserer Dauerhaftigkeit oft mit besonderen Sohlstücken aus natürlichen Steinen,

Beton oder aus gebranntem Thon mit glasirter Innenfläche ausgeführt. In einzelnen Fällen kamen auch Sohlstücke aus Gusseisen zur Anwendung.

Kanäle aus Beton werden bei kleinerem Profil in früher geschilderter Weise aus vorher fabriksmässig ausgeführten und in die Baugrube verlegten Cementröhren hergestellt, während bei grösseren Profilen die Herstellung entweder theilweise oder gänzlich durch Einstampfen des Betons in der Baugrube geschieht. Ersteres geschieht zuweilen bei mittelgrossen Profilen unter Anwendung von besonderen vorher fabriksmässig erzeugten Sohlstücken, welche auf die Sohle der Baugrube verlegt und dann mit Stampfbeton überbaut werden.

Taf. IX, Fig. 11—13 a. Gründung von Berliner-Sammelkanälen auf liegendem Rost (Fig. 11 & 12) und auf Betonschüttung (Fig. 13—13 a). Diese Beispiele zeigen zugleich die Anwendung von besonderen Sohlstücken aus Stampfbeton, welche durch Überblattung und Cementmörtelverstrich in den Fugen mit einander verbunden werden.

» Fig. 14—17. Beispiele von Sohlstücken aus gebranntem Thon (Glasgow, Stuttgart, Paris). Die letztere Anordnung wurde in Paris in neuerer Zeit bei eiförmigen Sammelkanälen eingeführt, wobei statt der gewöhnlichen Rundung der Sohle eine schmälere mit glasirten Hohlziegeln belegte Rinne von 0,4 m Breite und 0,25 m Tiefe nebst einem Bankett von 0,186 bis 0,4 m Breite zur Erleichterung des Begehens angeordnet wurde.

» Fig. 18—18 a. Sohlstücke aus Gusseisen wie solche vor längerer Zeit stellenweise in England zur Gründung von Kanälen im Triebsand zur Anwendung kamen. Dieselben sind unterhalb mit Rippen verstärkt und an den seitlichen Flanschen behufs besseren Anhaftens des Mauerwerks durchbrochen.

» Fig. 19—20. Kopenhagener Betonkanäle mit besonderen Sohlstücken, welche sowohl unter einander als auch mit dem Beton-Überbau mittels Feder und Nuth verbunden sind.

» Fig. 21. Kreisförmiger Sammelkanal aus Stampfbeton in Stuttgart mit besonderer Sohlenrinne und seitlichen Banketten.

» Fig. 22—23. Gedrückte Betonkanäle auf liegendem Rost in Königsberg.

» Fig. 24. Betonkanal mit Scheitelgewölbe aus Ziegelmauerwerk (Adelaïde).

Taf. H, Fig. 1. Neuerer Betonkanal in Wien. Hiebei wird eine Unterlage von Beton-Formstücken verwendet. Der untere Theil des Kanals besteht aus Portlandcement und Flussand mit Schotter von höchstens 1 cm Durchmesser, im Verhältnis 1 : 3, die Seitenwände aus Romancement und Flusssand mit Schotter von höchstens 2 $^1/_2$ cm Dmr. und das Scheitelgewölbe aus Romancement mit Sand und Schlägelschotter, im Verhältniss von 1 : 2 : 2. Nachdem sich solche Betonkanäle als überaus vortheilhaft erwiesen hatten, kamen dieselben in neuerer Zeit dortselbst in ausgedehntem Masse zur Anwendung (ÖZ. 1894, S. 479).

» Fig. 2—3 a. Neuere Sammelkanäle aus Stampfbeton in Brüssel. Fig. 2 ist ein grösserer Sammler unter der Rue Portaels, während Fig. 3 und 3 a Profile der unterirdischen Ableitung des Maelbeck Creek-Baches durch die Stadt darstellen. Beruhend von den örtlichen Verhältnissen erhielt dieser Kanal verschiedene Profilformen und zwar Fig. 3 unter dem Gaswerk der Stadt und Fig. 3 a unter der Staatsbahn, letzteres getheilt in zwei Theile mit einem besonderen

eiförmigen Schmutzwasserkanal in der Mitte. Diese Anlagen zeichnen sich namentlich durch die bei denselben verwendeten ungewöhnlich schwachen Betonmischungen aus, nämlich 1 : 6 : 12 für die Fundamente und 1 : 4 : 8 für den Überbau (Eugg. Nws 1896, I. S. 195).

Taf. **H**, Fig. 4—5. Amerikanische Kanäle gegründet auf Pfahlrost, bezw. in Lynn (Mass.) und in Boston (Eugg. Nws. 1896 I, S. 103—GC. 1888 I, N:o 15).

Anschluss der Zweigkanäle.

Damit das von einem Zweigkanal einem anderen Kanal zuströmende Wasser auf den Abfluss des letzteren nicht hemmend bezw. stauend einwirke, muss der Anschluss des ersteren ein tangentieller sein.

Taf. **IX**, Fig. 25—26. Anschluss gemauerter Zweigkanäle und solcher aus Thonröhren.

e. Strasseneinläufe.

Die Strasseneinläufe vermitteln den Abfluss der Abwässer von den Rinnsteinen in die Kanäle. Dieselben bestehen aus vier mittels einer Gitterklappe geschlossenen Öffnungen an der Sohle der Rinnsteine, oder an den die letzteren gegen die Gehwege begrenzenden Bordsteinen, welche durch einen Einlaufkanal oder ein Einlaufrohr mit dem Strassenkanal entweder unmittelbar, oder unter Anwendung eines unter der Einlaufmündung befindlichen Sinkkastens (Schlammfanges) in Verbindung stehen. Die Einlaufkanäle bestehen aus Mauerwerk oder aus Thonröhren.

Die Sinkkasten sind brunnenartige Behälter aus Mauerwerk, Beton, Steingut oder Gusseisen, welche den Zweck haben, die vom einlaufenden Wasser mitgerissenen schwereren Unreinlichkeiten (Sand etc.) aufzufangen, bezw. das Eindringen derselben in den Kanal zu verhindern. Hiedurch wird der Bildung von Ablagerungen in den Kanälen, welche den Abfluss des Kanalwassers beeinträchtigen und daher zeitweilig beseitigt werden müssen, entgegengearbeitet. Derartige in die Kanäle eindringende Schlammmassen kommen namentlich bei chaussirten Strassen reichlich vor, entstehen aber auch bei Pflasterungen durch die Abnützung der Pflastersteine. Die Anwendung von Sinkkasten ermöglicht auch die Anbringung eines zweckmässigen Wasserverschlusses an den Einlaufkanälen gegen das Empordringen der Kanalgase in die Strassen.

Die Einläufe erhalten eine gegenseitige Entfernung von etwa 40 bis 60 m. Da bei den Einläufen die Rinnsteine die grösste Tiefe erhalten, so ist mit Rücksicht auf einen bequemen Strassenübergang für die Fussgänger das Verlegen der Einläufe an die Strassenecken möglichst zu vermeiden.

In den nördlichen Ländern werden bei eintreffendem Frost die Sinkkasten

zweckmässig mit Stroh gefüllt, zur Vermeidung des Eindringens von kalter Luft in die Kanäle und des Emporsteigens von Kanalgasen.

Taf. **IX**, Fig. 27—29 b. Strasseneinläufe ohne Sinkkasten. Fig. 27—27 a ist ein älterer Einlauf in Hamburg, angewendet bei gepflasterten Strassen. Wie aus dem Grundriss Fig. 27 a zu ersehen, hat aus oben angeführten Gründen (vergl. Fig. 25—26) der Einlaufkanal einen tangentiellen Anschluss an den Strassenkanal (vergl. Taf. VIII, Fig. 30 a). Bei den folgenden zwei Beispielen (bezw. Wien & Paris) besteht der Einlaufkanal zuerst aus einem lothrechten Schacht und einem Verbindungskanal von geringerer Neigung, wodurch sowohl eine bessere Gründung des Einlaufkanals als auch eine Minderung der Zuflussgeschwindigkeit erreicht ist.

Derartige unmittelbare Einläufe sind nur dort zulässig, wo die Kanäle durch eine reichliche Wasserzufuhr und ein stärkeres Gefälle eine zur Vermeidung von Ablagerungen genügende Spülkraft haben und wo das Kanalwasser durch die stärkere Verdünnung in geringerem Grade der Entwicklung von Gasen ausgesetzt ist. In Paris ist beispielsweise die erstere Bedingung in geringerem Grade erfüllt, infolge dessen die Beseitigung von Ablagerungen aus den Kanälen dort mit grossen Kosten verbunden ist. Man ist daher dort auch in neuerer Zeit zur theilweisen Anwendung von Sinkkasten übergegangen (bei den chaussirten Strassen).

Taf. **H**, Fig 6—6 d. Berliner Strasseneinläufe mit Sinkkasten aus Ziegelmauerwerk auf Sohlenplatten aus Granit. Zur Vermeidung eines Verstopfens der zum Kanal leitenden Ablaufröhre durch eingedrungene Schwemmstoffe ist vor der Mündung derselben eine im rechten Winkel abgebogene, an den Enden eingemauerte Schutzplatte *e* angebracht. Hiedurch wird jedoch hier nicht ein Abschluss der Kanalgase beabsichtigt, sondern ist im Gegentheil zum Durchlassen derselben der wagrechte Theil der Platte durchlöchert. Behufs leichter Zugänglichkeit der Mündung des Ablaufrohres bei erforderlicher Reinigung, ist ein Theil der Platte zum Aufklappen eingerichtet (CBl. 1884—85).

Taf. **IX**, Fig. 30—31. Strasseneinläufe mit Klappenverschluss zur Verhinderung des Emporsteigens der Kanalgase (bezw. Linz & Lüneburg). Diese Anordnung, wobei die Klappe am unteren oder am oberen Ende des Einlaufkanals angebracht sein kann, hat zwar den Vortheil der Einfachkeit, ist jedoch ziemlich unzuverlässig, da durch dazwischen gekommene Gegenstände die Klappe leicht undicht anschliesst. Die Anordnung Fig. 31 hat den Vortheil der leichteren Zugänglichkeit der Klappe behufs Reinigung.

» Fig. 32. Strasseinlauf mit einfachem Elbogen-Wasserverschluss (Syphonverschluss) in Brüssel. Zur Sicherheit gegen ein allfälliges Austrocknen wird dem Verschluss durch ein Rohr *c* ständig Wasser zugeführt (Ablaufwasser von Brunnen oder von der Wasserleitung entnommen).

» Fig. 33—35. Gewöhnliche Anordnungen von gemauerten Sinkkasten mit Wasserverschluss. Dieselben bestehen aus einem im Querschnitt viereckigen oder kreisrunden Behälter B an dessen Boden D sich die Sinkstoffe ablagern. Der Wasserverschluss wird hier durch ein in entsprechender Höhe angebrachtes, nach aufwärtz gekehrtes Knierohr *c* erreicht, an welches sich das Ablaufrohr zum Kanal anschliesst. Es kann daher vom Kasten immer nur soviel Wasser abfliessen, dass das Ende des Knierohres stets unter Wasser bleibt. Der Sinkkasten befindet sich entweder unmittelbar unter dem Rinnsteine (Fig. 33) oder seitwärtz von demselben unter dem Gehweg (Fig. 34) oder theilweise unter dem Rinnsteine und theilweise unter dem Gehweg (Fig. 35). In den letzteren zwei Fällen ist der Sinkkasten mit einer Steinplatte oder einem eisernen, event. hölzernen Deckel abgedeckt. Der Aushub der Sinkstoffe geschieht gewöhnlich durch Ausbaggern mittels einer Baggerschaufel.

Taf. IX, Fig. 36. Sinkkasten mit eiserner Scheidewand für den Wasserverschluss (Stadt Witten). Die gleiche Anordnung kam in neuerer Zeit auch in Neapel zur Anwendung (vergl. ZfB. 1892, Taf. 44).

» Fig. 37. Sinkkasten mit Schlammeimer (Stuttgart). Die Sinkstoffe sammeln sich hier in einem Blecheimer D in welchen das Wasser durch den unter dem Einlaufgitter angebrachten Trichter E abfliesst. Hiedurch können die im Eimer sich sammelnden Sinkstoffe einfach durch Ausheben des letzteren beseitigt werden, was unter Benützung einer kleinen Bockwinde geschieht. Da es nicht vermieden werden kann, dass sich auch am Umfange des Eimers Ablagerungen bilden, wodurch derselbe mehr oder weniger festgeklemmt wird, so ist es zur Erleichterung des Aushebens angezeigt, ihm eine etwas konische Form zu geben.

» Fig. 38—40. Sinkkasten aus Steingutröhren (bezw. in Danzig, London, Frankfurt). Zur Vermeidung einer Beschädigung derartiger Sinkkasten durch etwa über dieselben fahrende Wagenräder, soll hiebei die eiserne Gitterklappe an der Einlaufmündung nicht wie in Fig. 38 auf dem Sinkkasten, sondern wie in den anderen zwei Beispielen, auf einem besonderen Mauerkörper aufruhen.

» Fig. 40 a. Sinkkàsten aus Gusseisen.

» Fig. 41—42. Weitere Beispiele von Steingutsinkkasten mit Wasserverschluss (Brüssel, Karlsruhe).

f. Reinigung der Kanäle.

Dort wo sich in den Kanälen infolge von ungenügender Spülkraft Ablagerungen bilden, müssen dieselben in künstlicher Weise beseitigt werden. Dies geschieht in der Art, dass dieselben entweder durch Räumung oder durch künstliche Spülung vorwärtz geschafft und dann an gewissen Punkten zu Tage gefördert, eventuell auch vom Kanalwasser in Flüsse etc. abgeführt werden.

Die Kanalräumung besteht in der einfachsten Form bei den Thonrohrkanälen im Durchziehen einer cylindrischen Stahlbürste durch an beiden Enden befestigte Seile, welche bei den benachbarten Einsteigeschachten emporgezogen werden. Das vorherige Durchbringen des Seiles geschieht durch dessen Befestigung an einem Schwimmer, welchen man mittels eines stärkeren Wasserstromes durchschickt, oder eś kann zu dem Zwecke ein durchgeschobener steifer Draht verwendet werden. Bei begehbaren Kanälen geschieht die Räumung entweder dadurch, dass die abgelagerten Massen mittels einer Baggerschaufel unmittelbar ausgehoben, in Eimer gefüllt und durch die benachbarten Einsteigeschachte zu Tage gefördert werden [1]), oder es werden die Massen mittels Krücken bis zu bestimmten Punkten hingeschoben und von dort durch Baggerung beseitigt.

Die künstliche Spülung der Kanäle geschieht durch zeitweilige Erzeugung einer so starken Strömung, dass dadurch die Ablagerungem fortgerissen werden.

[1]) In Berlin geschieht dies, sobald die Ablagerungen eine Mächtigkeit von ca. 15 cm erreicht haben.

Hiezu wird entweder das Kanalwasser selbst aufgestaut und plötzlich abgelassen, oder es wird anderes Wasser verwendet, welches in Behältern gesammelt und in bestimmten Zeitintervallen in die zu spülende Kanalstrecke abgelassen wird. Das Öffnen der bezüglichen Stauvorrichtungen geschieht entweder von Hand oder selbstthätig.

Taf. **IX**, Fig. 43—44. Stauschachte mit Spülklappe für Thonrohrkanäle. Hier ist behufs Spülung einer Kanalstrecke am oberen Ende derselben ein gemauerter Schacht *S* eingebaut in welchem die Einlaufmündung zum Kanal mit einer Klappe *B* versehen ist. Behufs Spülung wird die Klappe geschlossen gehalten, worauf sich das von der oberen Kanalstrecke (oder von einem besonderen Zuleitungsrohr) zufliessende Wasser im Schachte sammelt. Sobald sich auf diese Weise die zur Spülung nöthige Wassermenge gesammelt, wird die Klappe mittels der Kette *K* von Hand gehoben, worauf jene Wassermenge der Kanalstrecke plötzlich zuströmt und so die Spülung bewirkt. Zur Vermeidung eines Überfüllens des Schachtes bei versäumtem Öffnen der Klappe, ist in Fig. 43 die Kette mit einem Schwimmer *C* versehen, welcher an der Oberfläche des Wassers im Schachte schwimmt, so dass er bei Überschreitung einer gewissen Höhe die Kette spannt und die Klappe selbstthätig soweit anhebt, dass das zufliessende Wasser einen Abfluss findet. Statt dessen kann auch wie in Fig. 44 ein Überlaufrohr zur Anwendung kommen.

Taf. **H**, Fig. 7—8. Transportable hölzerne Stauschleusen bei den Pariser Kanälen. Bei kleineren Kanälen mit reichlicherem Wasserzufluss werden dort stellenweise transportable Schleusen von der Anordnung Fig. 7—7 a in der Art verwendet, dass sie von einem Arbeiter am Stiele gegen die Strömung gehalten werden, so dass bei seinem Rückwärtzschreiten die Ablagerungen durch den von der geöffneten Schütze kommenden Wasserstrahl fortgespült werden. Bei grösseren Kanälen ist die Schleuse zur Erleichterung des Transports auch entsprechend Fig. 8—8 a an einem Schubkarren angebracht.

Ausserdem werden in Paris bei diesen Kanälen auch stabile Schleusen mit plötzlich zu öffnenden Drehschützen angewendet.

Taf. **IX**, Eig. 45—45 a. Eiserne Spülthür, welche in einem Schachte um seitliche Scharniere drehbar ist und im geschlossenen Zustand das Kanalwasser bis zu einer gewissen Höhe aufstaut. Hiebei wird die Thür *A* von einer gegen die gegenüber liegende Ecke gestützten Strebe *B* an die Kanalmündung angedrückt. Wird die Strebe durch Anziehen der Zugstange *C* ausgerückt, so ergiesst sich das gesammte aufgestaute Wasser plötzlich in die untere Kanalstrecke.

» Fig. 46—46 a. Spülthür gleicher Art wie die vorige, wobei jedoch die stützende Strebe *S* zu einem Zahnradmechanismus *c* an der gegenüberliegenden Wand einer Seitengallerie *A* geführt ist. Der Mechanismus besteht aus einem Gehäuse, welches längs einer wagrechten Zahnstange *b* gleitet und durch Drehung der Schneckenkurbel *d* und eines damit in Verbindung stehenden Zahnradpaares in Bewegung gesetzt wird. Diese Anordnung ist z. B. in Frankfurt und in Stuttgart in Anwendung.

» Fig. 47. Aufziehbare Spülschleuse in Form eines Spindelschiebers mit Gegengewichten. Die in Falzen lothrecht geführte Thür *a* ist an zwei Ketten *k* aufgehängt, welche über Rollen *d* geführt und mit Gegengewichten *c* versehen sind. Der Bewegungsmechanismus besteht aus einer Spindel mit Schnecke *b*, welche in eine am Schieber angebrachte Zahnstange eingreift.

Die gleiche Anordnung pflegt auch zur Absperrung von Nothauslässen angewendet zu werden.

Taf. **H**, Fig. 9—9 a. Aufziehbare Spülschleuse in Form eines Handschiebers (Stuttgart, Db.).

Taf. H, Fig. 10—10 a. Spülschleuse mit selbstthätiger Klappe in Boston. Der Apparat wird bei Sammlern mit schwächerem Gefälle als 1 : 2000 in der Weise angewendet, dass die Schleuse bei reichlichem Wasserzufluss in den Schacht emporgezogen, bei erforderlicher Spülung aber, an die Sohle niedergelassen wird und dann als selbstthätiger Klappenwehr wirkt (GC. 1888, I. N:o 15).

Taf. IX, Fig. 48. Selbstthätiger Kippspüler, bestehend aus einem trapezförmigen Wipptrog, welches bei theilweiser Füllung in wagrechter Lage verbleibt, bei vollständiger Füllung aber in die punktirte Lage umkippt und sich in den Kanal *B* entleert, worauf das Gefäss wieder selbstthätig in die wagrechte Lage zurückkehrt. Der Apparat ist hauptsächlich in Amerika, bei Hausleitungen zur Anwendung gekommen, mit Gefässen von etwa 15 bis 40 Liter Inhalt.

» Fig. 49—49 a. Neuerer selbstthätiger Spülapparat von Frühling (angewendet z. B. in Königsberg). Der Apparat bezweckt, das in einem Spülbehälter *S* durch den Zufluss bei *e* sich sammelnde Wasser in bestimmten Zeitintervallen durch das mit einem Ventil *a* geschlossene Spülrohr *r* selbstthätig ablaufen zu lassen. Hiebei steht das Ventil mit einem Schwimmer *b* und dieser wieder mit einem zweiarmigen Hebel in Verbindung, dessen Drehungsachse sich bei *o* befindet und welcher am anderen Ende ein trapezförmiges Gefäss *c* trägt. Bei leerem Behälter ist, durch das Übergewicht des Schwimmers und des Ventils, das Spülrohr geschlossen und verbleibt es auch bei Füllung des Behälters so lange, bis das Wasser über die oberste Kante des Gefässes *c* steigt und dieses füllt. Hiedurch bekommt es das Übergewicht und das Ventil wird emporgezogen. Zur Beförderung der kippenden Bewegungen des Hebels, befindet sich über demselben eine Röhre *d* welche eine als Gegenwicht wirkende Metallkugel *k* enthält, die beim Sinken des Gefässes *c* an das rechtseitige Ende der Röhre rollt und das Übergewicht von c erhöht. Da sich bei dem darauf erfolgenden Entleeren des Behälters auch das Gefäss *c* entleert (Fig. 49 a), so bekommt dann wieder der Schwimmer und das Ventil das Übergewicht, infolge dessen wieder der Schluss des Ventils eintritt und die Kugel *k* zurückrollt.

» Fig. 50. Selbstthätiger Heberspülapparat (Syphon) von Waring, wie selber zuerst in Amerika, und später auch vielfach in europäischen Städten zur Anwendung gekommen ist. Bei der hier dargestellten Anordnung (angewendet in Rom) befindet sich im Boden eines 8 bis 10 cbm fassenden gemauerten Behälters ein lothrechtes Ablaufrohr, dessen oberste Kante bis zum gewünschten grössten Wasserstande im Behälter reicht (hier 1,5 m), während das untere Ende in den zu spülenden Kanal mündet. Über dieses Rohr ist ein zweites oben geschlossenes und unten offenes Rohr gestülpt, so dass das im Behälter sich sammelnde Wasser von unten in den zwichenraum zwischen den beiden Rohren gelangt.

Sobald nun das Wasser im Behälter so hoch gestiegen, dass es die oberste Kante des Ablaufrohres überschreitet, so fällt es über dieselbe in das Innere des Rohres, wonach der Apparat als Heber zur Wirkung kommt und den gesammten Inhalt des Behälters zur plötzlichen Entleerung bringt.

Taf. H, Fig. 11—12. Syphon-Spülapparate gleicher Art wie der vorige, in Paris. Die Anlage besteht hier aus einem gemauerten Behälter von 8 bis 10 cbm Inhalt, auf dessen Boden sich der Syphon befindet. Derselbe besteht aus einem ringsum geschlossenen Bodengefäss *B*, in welches das mit einer Glocke *D* überdeckte Ablaufrohr *C* eingesetzt ist, nebstdem von demselhen das zum Kanal leitende Auslaufrohr *E* ausgeht. Es kommt daher durch diesen Apparat bei der jeweiligen Entleerung nur die der Höhe der Glocke *D* entsprechende Wassermenge von 5 bis 6 cbm zum Abfluss, während der übrig bleibende Rest immer den Kanalräumern zur Verfügung steht, welche die jeweilig erforderlichen Wassermengen durch Aufziehen der Schütze *F* mittels des Hebels *G* dem Behälter entnehmen. Die Spülung durch den Syphon geschieht je nach Bedarf ein- bis dreimal des Tages.

Diese Spülbehälter (reservoirs de chasse) liegen entweder wie in Fig. 11 am Anfang eines Kanals oder am Ausgangspunkt zweier nach verschiedenen Richtungen laufenden Kanäle, wobei vom Gefässe *B* nach beiden Seiten Auslaufrohre abgezweigt sind, und sind die Behälter entweder wie bei dieser Figur in den Kanal selbst, oder wie in Fig. 12 seitwärts von demselben verlegt.

Vom Jahre 1883 bis 1896 kamen in Paris 1,700 Stück derartiger Apparate zur Anwendung, was ungefähr der Hälfte der dort für die vollständige Spülung des ganzen Kanalsystems erforderlichen Anzahl entspricht.

Taf. IX, Fig. 51. Selbstthätiger Heberspülapparat von Rothe, zur Verwendung von gewöhnlichem Kanalwasser behufs Spülung. Derselbe besteht aus einem gekrümmten Rohr *b c e d*, das sich bei *b* vom Zuflussrohr *a f* nach unten abzweigt und in einen gemauerten Behälter *g* versenkt ist. Bei *c* ist dieses Rohr offen und bei *e* verengt (behufs Erreichung der Heberwirkung). Von dem bei *a* zufliessenden Kanalwasser gelangt ein Theil durch die Öffnung an der Kanalsohle bei *b* in das Heberrohr und durch dessen Öffnung bei *c* in den Behälter, der sich auf diese Weise allmählich bis zum höchsten Punkt *e* des Heberrohres füllt, worauf dieses in Wirksamkeit tritt und den Inhalt des Behälters bis zur Öffnung *c* plötzlich nach *d* entleert. Zur Vermeidung des Eindringens von festen Gegenständen (Papier etc.) in das Heberrohr, wodurch dieses leicht verstopft werden könnte, ist die Eintrittsöffnung bei *b* mit einem Gitter versehen. Dieser Apparat ist stellenweise in Deutschland zur Anwendung gekommen.

Zu den selbstthätigen Spülapparaten für Abzugskanäle gehört schliesslich auch die im I. Theil dieses Werkes (S. 116) unter den beweglichen Wehren beschriebene Klappe von Doell (vergl. Taf. V Fig. 13), welche beispielsweise bei den Abzugskanälen in Bremen als Spülklappe in Anwendung ist.

» Fig. 52—52 a. Kanalreinigungswagen mit stellbarer Klappe, wie solche bei den grösseren Sammlern mit Banketten in Brüssel und in Paris verwendet werden. Der Apparat besteht aus einem auf den Schienen der Bankette rollenden Plateauwagen *A*, an dem mittels Scharnieren eine in die Kanalrinne passende Klappe *B* in der Weise aufgehängt ist, dass das untere Ende derselben durch eine Zugstange *c* (oder Kette) beliebig hoch gehoben werden kann. Zu dem Zwecke hängt die Zugstange an einer Schraubenspindel, welche durch das Handrad *D* gehoben oder gesenkt werden kann. Die Klappe wird nun so tief niedergesenkt, dass das Wasser hinter derselben entsprechend hoch aufgestaut wird und unter der Klappe ein so starker Wasserstrahl austritt, dass er die davor befindlichen Ablagerungen fortspült. Hiebei wird der Wagen zugleich durch den Wasserdruck gegen die Klappe vorwärtz geschoben, wobei dessen Bewegung mittels Bremse geregelt wird.

Taf. H, Fig. 13. Schützenwagen angewendet in Paris, wobei statt der Klappe eine Schütze benutzt wird, welche mittels der Schraubenspindel *S* in am Wagen befestigten Coulissen niedergeschoben wird, unter gleichzeitiger Regelung der Bewegung des Wagens durch die Bremse *B*.

» Fig. 14. Kanalreinigungsschiff mit stellbarer Schütze, angewendet in Paris bei den grössten, nicht mehr von Wagen befahreren Sammlern.

» Fig. 15—15 a. Beweglicher Spülapparat für Thonrohrkanäle, angewendet in Berlin. Derselbe besteht aus einem kleinen Rollwagen, welcher von drei Kugeln getragen wird und das Kanalprofil im oberen Theil absperrt. Das hiedurch aufgestaute, unten in Form eines kräftigen Strahles austretende Kanalwasser spült die Ablagerungen vor sich fort, unter gleichzeitiger Fortschiebung des Apparates, dessen Bewegung durch beiderseits angebundene Seile geregelt wird.

g. Einsteigeschachte, Lampenlöcher und Lüftungsanlagen.

Um die Abzugskanäle behufs Besichtigung Reinigung etc., zugänglich zu machen, werden dieselben mit Einsteigeschachten versehen, bestehend aus gemauerten Schachten, welche entweder unmittelbar über dem Kanal oder seitwärtz aufgeführt sind und im letzteren Falle durch eine wagrechte Gallerie mit dem Kanal in Verbindung stehen. Die letztere Anordnung wird namentlich bei verkehrsreichen Strassen, zur Vermeidung von Verkehrsstörungen auf der Fahrbahn, angewendet. Die Einsteigeschachte werden gewöhnlich an den Strassenkreuzungen angelegt und erhalten eine gegenseitige Entfernung von etwa 100 bis 200 m.

Bei nicht begehbaren Kanälen werden oft zwischen den Einsteigeschachten in gegenseitigen Entfernungen von etwa 30 bis 40 m s. g. Lampenlöcher angeordnet, bestehend aus Thonröhren von 20 bis 25 cm Dmr., in welchen behufs Besichtigung des Kanals eine Laterne niedergesenkt wird, so dass man von den Einsteigeschachten (Revisionsbrunnen) auch durchblicken kann.

Da die aus dem Kanalwasser sich entwickelnden Gase sowohl für den Ablauf des Kanalwassers hinderlich als auch für die in den Kanälen beschäftigte Mannschaft beschwerlich, sogar lebensgefährlich sein können, so ist die Beseitigung der Kanalgase (Kanalluft) durch Lüftung der Kanäle erforderlich. Hiefür werden entweder keine besondere Anlagen ausgeführt, indem man dann die Kanalgase durch die Einsteigeschachte, Lampenlöcher, Strasseneinläufe und die Regenrohre an den Häusern entweichen lässt, oder es kommen zu dem Zwecke besondere Ventilationsschachte und Entlüftungsrohre zur Anwendung. Letztere münden entweder wie die ersteren in der Strassenfläche aus, oder es werden dieselben an den Häusern entsprechend hoch emporgeführt, wie dies beispielsweise in Helsingfors der Fall ist.

Die für den Durchgang der Gase bestimmten Schachte werden mit durchbrochenen Klappen versehen, unter welchen zweckmässig eine Fangeplatte oder ein Gefäss angebracht wird, um zu vermeiden, dass die durchfallenden Unreinlichkeiten in den Kanal gelangen. Stellenweise kamen bei diesen Schachten auch besondere Einsätze mit Kohlenfüllung, behufs Reinigung der durchstreichenden Kanalluft, zur Anwendung. Die Ventilationsschachte dienen zuweilen auch zur Beleuchtung des Kanals.

Taf. H, Fig. 16—16 c. Einsteigeschacht (Revisionsbrunnen) bei den Thonrohrkanälen in Berlin. Dieselben haben einen kreisrunden Querschnitt von 0,95 m Weite, welche nach der Mündung zu bis zu 0,55 m verengt ist. Zum Einsteigen sind an der Wand bügelförmige Steigeisen *s* im Zickzack eingemauert. Die Klappe *a* (Fig. 16 b—16 c) ist für den Durchgang der Gase durchbrochen und befindet sich unter derselben ein nur in der Mitte durchlochter Blechdeckel *b* zum Auffangen der durchfallenden Unreinlichkeiten. Gegen ein Ausrutschen der Pferde sind in die Klappe vier Holzklötze eingelegt (Hbr.).

Taf. IX, Fig. 53—54. Einsteigeschachte bei begehbaren Kanälen, welche unmittelbar über dem Kanal angebracht sind. Da die Mündung unter gewöhnlichen Verhältnissen keine grössere Weite zu haben braucht als etwa 0,5 bis 0,6 m, so erhält ein solcher Schacht nur bei kleineren Kanälen lothrechte Wände wie in Fig. 53 (Budapest), während sie sonst von oben nach unten divergirend angeordnet werden. In Fig. 54 (Berlin) sind zwei Wände geneigt und zwei lothrecht. Bei noch grösseren Profilen ist in Berlin statt der einen geneigten, nach dem Widerlagen gehenden, eine auf dem Scheitelgewölbe ruhende lothrechte Wand angeordnet (ähnlich wie im folgenden Beispiel).

Taf. H, Fig. 17. Einsteigeschacht über dem Kanal bei den Sammlern in Boston.

» Fig. 18—19. Seitliche Einsteigeschachte in Boston. Der bei diesen zwei Beispielen über dem Kanal befindliche zweite Schacht dient zur Niederführung von Booten, welche zur Reinigung der Kanäle und zu Reparaturen verwendet werden, zu welchem Zwecke die Schachtmündung hier eine Weite von 1,22 × 3,85 m hat. Die Einsteigeschachte haben hier eine gegenseitige Entfernung von 122 m. Die Mündungen der Schachte sind mit durchbrochenen Klappen geschlossen, unter welchen zum Auffangen von Unreinlichkeiten ein Blecheimer aufgehängt ist (GC. 1888, I, N:o 17).

» Fig. 20. Seitlicher Einsteigeschacht in Paris.

Taf. IX, Fig. 55. Entlüftungsrohr, zugleich Lampenloch bestehend aus Thonröhren von 0,25 m Durchmesser (Stuttgart). Die durchbrochene Verschlussklappe liegt hier seitwärtz von der Achse des Rohres, wodurch das Eindringen von Schmutz in das letztere vermieden wird.

h. Hausleitungen.

Die Hausleitungen bezwecken die Ableitung der Abwässer, eventuell mit Einschluss der menschlichen Abfallstoffe, von den Häusern in die Strassenkanäle. Dies geschieht durch die Hauskanäle, welche durch Fallrohre mit den Küchen und eventuell auch mit den Abtritten (Aborten) in Verbindung stehen. In die Hauskanäle wird auch das hofseitig ablaufende Niederschlagswasser, durch Hofeinläufe gleicher Art wie die Strasseneinläufe, abgeleitet.

Ausser den Hauskanälen, welche mitunter aus Mauerwerk hergestellt werden, bestehen die Hausleitungen meistens aus Thonröhren oder aus Gusseisenröhren von etwa 10 bis 20 cm Durchmesser. Ausnahmsweise wird bei Abzweigungen der Fallrohre bis zu einem Durchmesser von etwa 8 cm herabgegangen und bei den Hauskanälen ein grösster Durchmesser bis zu etwa 30 cm angewendet.

Die Hauskanäle sollen ein Gefälle von wenigstens 1 : 50 erhalten, doch wird bei guter Spülung ausnahmsweise auch bis zu etwa 1 : 200 herunter gegangen. Dieselben werden gegen das Empordringen von Kanalgasen in die Gebäude an der Ausmündung mit einem Wasserverschluss oder einem Klappenverschluss versehen. Letzterer ist zu diesem Zwecke zwar weniger zuverlässig indem er durch dazwischen kommende feste Gegenstände leicht undicht wird, verhindert aber bei

vollaufenden Strassenkanälen tiefer liegender Gebiete, zugleich ein sonst allenfalls mögliches Empordringen des Kanalwassers in die Gebäude. Der Wasserverschluss hat dagegen den Nachtheil, dass er durch Ablagerung fester Stoffe leicht verstopft wird und daher einer öfteren Reinigung bedarf.

Taf. IX, Fig. 56. Gemauerter Hauskanal mit Wasserverschluss (Wien), bestehend aus einer unter der Kellersohle gelegenen Vertiefung *S* in der Kanalsohle und einer bis zur Vertiefung nieder reichenden Querwand. Die Anlage ist behufs Reinigung von oben zugänglich und durch einen Deckel *D* geschlossen.

Taf. H, Fig. 21. Anschluss der Hauskanäle an die Strassenkanäle in Paris, Hier besteht der Hauskanal aus Thonröhren und liegt behufs steter Zugänglichkeit in einer gewölbten Quergallerie, welche den Strassenkanal mit dem Keller des Hauses verbindet. Derselbe ist mit einem Wasserverschluss in Form eines eisernen Ellbogenrohres versehen, welches behufs Reinigung durch einen angeschraubten Deckel leicht zugänglich gemacht ist. Die Figur zeigt auch die Einmündung eines strassenseitigen Regenrohres in den Hauskanal (AdP. 1895).

» Fig. 22. Klappenverschluss bei den Berliner-Hauskanälen. Letztere bestehen auch hier aus Thonröhren und befindet sich die aus Blech bestehende Klappe in einem gusseisernen Gehäuse, wo sie durch einen angeschraubten Deckel leicht zugänglich ist. Der Apparat liegt hier in einem vom Erdgeschoss des Gebäudes aus zugänglichen Schacht.

Von den Regenrohren münden hier nur die hofseitigen in den Hauskanal, während die strassenseitigen unmittelbar in den Strassenkanal ausmünden.

» Fig. 23—23 b. Fangegitter bei Regenrohren in Berlin, zum Auffangen von festen Gegenständen welche in die Regenrohre gelangen können. Mit einem solchen Fangegitter werden die Regenrohre in einzelnen Fällen, namentlich bei schlechten Dächern und bei der Einleitung von Nutzwasser von Küchen etc. in die Regenrohre, angewendet.

Taf. J, Fig. 1—1 a. Anordnung der Strassenkanäle und Hausleitungen in Berlin. Zur möglichsten Vermeidung von Verkehrsstörungen bei der Ausführung, Reinigung und Reparatur sind hier die Strassenkanäle seitwärtz von der Fahrbahn unter den Rinnsteinen verlegt, und zwar auf jeder Seite einer. Hiedurch werden auch die Hausanschlüsse möglichst kurz und können ohne Störung des Wagenverkehrs ausgeführt werden. Im vorliegenden Beispiel ist der rechtsseitige Kanal ein Thonröhrenkanal, während der linksseitige ein gemauerter Sammler ist, in welchen andere Strassenkanäle ausmünden.

Die Hauskanäle *a* bestehen hier aus Thonröhren und haben ein Gefälle von 1 : 33 bis 1 : 50 und 16 cm Weite, mit Abzweigungen im Inneren des Gebäudes bis zu 10 cm. In dieselben münden ausser den Abläufen von den hofseitigen Regenrohren *b* und *c*, den hofseitigen Einläufen *F* und anderen allfälligen Ablaufrohren *e* (von Gartenfontainen etc.), auch noch die Abläufe *f* und *g* von dem Spülabtritten (Wasserclosets — wovon später). Die Fallrohre der letzteren *h* haben 16 cm Weite und sind behufs Ventilation bis über Dach emporgeführt. *D* sind die Schachte in welchen die vorgenannten Klappenverschlüsse der Hauskanäle verlegt sind. Die strassenseitigen Regenrohre *i* und *k* münden unmittelbar in die Strassenkanäle und ist das letztere Rohr bei *G* mit dem oben beschriebenen Fangegitter versehen. Die Strasseneinläufe *E* sind von der oben beschriebenen Konstruktion (Hbr.—TFF. 1896).

Taf. IX, Fig. 57—57 b. Anordnung der Spülabtritte in St. Denis. Das die Closetrohre aufnehmende 0,2 m weite Fallrohr ist unten mit einem Wasserverschluss versehen und über Dach geführt. Der Anschluss an den Strassenkanal geschieht in gleicher Weise wie in Paris durch eine gewölbte Gallerie zwischen dem Kanal

und dem Keller des Gebäudes. Zur Erreichung einer wirksamen Spülung befindet sich hier ausser dem über jedem Closet angebrachten Wasserbehälter R_1 auch noch am oberen und am unteren Ende des Fallrohres je ein selbstthätiger Spülbehälter R und R_2 nach dem früher beschriebenen System Wahring (vergl. Taf. IX, Fig. 50), welche entsprechend Fig. 57 a ihren ständigen Zufluss von der Wasserleitung bekommen. Hiedurch wird auch die Bildung von Ablagerungen im Wasserverschluss des Fallrohres vermieden. Dadurch dass die Ablaufrohre in das Fallrohr tangentiell einmünden (Fig. 57 b), wird eine gründliche Spülung des letzteren erreicht.

D. Ableitung der Kanalwässer vom Stadtgebiet.

I. Allgemeines.

Die Kanalwässer werden entweder unmittelbar, oder nach vorheriger Reinigung, in Flüsse oder in das Meer abgeleitet. Da die Kanalwässer gesundheitsschädliche Abfallstoffe enthalten, so ist ihre unmittelbare Ableitung in Flüsse nur dort statthaft, wo daraus weder eine Gefährdung der Gesundheit der Bewohner noch eine Schädigung anderer Interessen (z. B. der Fischerei) erwächst. Die Flüsse haben nämlich bis zu einem gewissen Grade eine selbstreinigende Kraft, darin bestehend dass die Giftstoffe (Bakterien etc.) des Kanalwassers im Flusse durch Verdünnung und durch die Einwirkung von Licht und Luft etc. ihre Kraft verlieren. Dies geschieht in einem desto höheren Grad, je grösser die Flusswassermenge im Vergleich zu jener des Kanalwassers und je grösser die Geschwindigkeit des Flusses ist.

Mit Rücksicht hierauf soll nach Petenkofer die unmittelbare Ableitung von Kanälen in Flüsse nur dann statthaft sein, wenn die Menge des Flusswassers wenigstens 15 Mal so gross ist wie jene des Kanalwassers, bei einer Geschwindigkeit des Flusses von wenigstens 0,6 m. Wird demnach eine normal ablaufende Kanalwassermenge von etwa 200 l pro Einwohner und Tag angenommen, so ergiebt sich hieraus für E Einwohner und eine sekundliche Wassermenge Q cbm im Flusse

$$Q > 0{,}00004\, E.$$

Nach Fleck soll

$$Q \cdot v > 0{,}0001\; E,$$

wenn v die Geschwindigkeit des Flusses bedeutet [1]) (Jahresbericht der chem. Centralstelle für öff. Gesundheitspflege, Dresden 1884).

Bei Küstenstädten soll eine unmittelbare Ableitung der Kanalwässer in

---

[1]) Hiemit stimmt z. B. ein in Illinois geltendes Gesetz überein, wonach die Abführung des Kanalwassers in Flüsse nur dann statthaft ist, wenn ein fortdauernder Strom von wenigstens 5,6 cbm in der Minute für jedes Tausend der in Frage kommenden Bevölkerung zur Verfügung steht (ZfB. 1895, Ergänz. Heft, S. 101).

der Regel nur ins offene Meer stattfinden dürfen, nachdem die Abführung in innere Hafenbassins mit ihrem stagnirenden Wasser, zu lästigen Ablagerungen Anlass giebt und von mehr oder weniger gesundheitsschädlichen Folgen begleitet sein kann.

Die Reinigung der Abwässer besteht entweder in einer Klärung durch künstliche Filtration und Durchlüftung oder durch chemische Behandlung, oder in der Ableitung auf s. g. Rieselfelder, wo das Kanalwasser zur Bewässerung von Gewächsen verwendet wird (Rieselbetrieb). Die chemische Reinigung geschieht am einfachsten durch Anwendung eines Zusatzes von Aetzkalk (Calciumoxid), dessen Wirkung hauptsächlich darin besteht, dass derselbe mit den organischen Säuren des Kanalwassers unlösliche Verbindungen bildet.

Taf. X, Fig. 1—3. Darstellung verschiedener Arten der Ableitung der Kanalwässer vom Stadtgebiet. Wenn ein Fluss durch die Stadt fliesst, so gestaltet sich die Ableitung am einfachsten, wenn man wie in Fig. 1 die Sammelkanäle am kürzesten Weg in den Fluss ausmünden lässt. Für die Zulässigkeit dieser Anordnung ist jedoch erforderlich, dass die obgenannten Bedingungen bezüglich der Wassermenge und Geschwindigkeit des Flusses in reichlichem Masse erfüllt sind. Denn wenn auch der Fluss eine genügende selbstreinigende Kraft besitzt um die Abwässer für die am unteren Flusslauf mehr oder weniger entfernt gelegenen Ortschaften unschädlich zu machen, so macht sich diese Reinigung im Stadtgebiet selbst nur unter besonders günstigen Verhältnissen geltend. Ist dies nicht der Fall, so lässt man die Sammelkanäle in Hauptsammler und diese ausserhalb der Stadt in mehr oder weniger grosser Entfernung von derselben in den Fluss ausmünden.

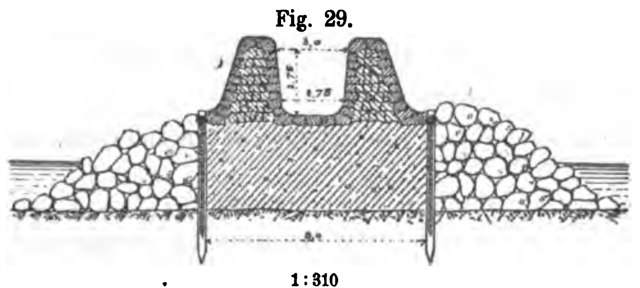
Hiebei sind die Hauptsammler entweder wie in Fig. 2 durch die Stadt gezogen, oder dieselben sind wie in Fig. 2a ausserhalb der Stadt verlegt. In Fig. 2 dienen somit die längs der Flussstrände gezogenen Haupsammler zum Auffangen der nach dem Flusse zu und in Fig. 2a zum Auffangen der parallel zum Flusse ablaufenden Sammelkanäle. Bei unregelmässigem Gelände und unregelmässiger Strassenbildung können die Hauptsammler einen sehr unregelmässigen Verlauf bekommen, wie dies beispielsweise in Paris der Fall ist (vergl. Taf. G, Fig. 23).

Die Auslaufmündung des Hauptsammlers kommt entweder über oder unter der Wasserfläche des Flusses zu liegen. Im letzteren Falle lässt man den Kanal in einen Brunnen P (Fig. 2) ausmünden, von wo das Kanalwasser mittels Pumpe in den Fluss emporgehoben wird.

Bei der Anordnung Fig. 2a kann durch Aufstauen mittels eines Wehres W das Flusswasser in die Sammelkanäle behufs Spülung geleitet werden.

Fig. 3 zeigt eine gemischte Ableitung, wie solche durch örtliche Verhältnisse bedingt sein kann, nämlich theils in einen Fluss oder in das Meer (bei C, event. auch bei A und B) theils auf Rieselfelder R, wie dies beispielsweise gegenwärtig in Paris der Fall ist.

Fig. 29.



1:310

Auslauf eines Hauptsammlers von Neapel ins Meer.

Bei der Ableitung in das Meer sind die Kanäle behufs Minderung der Ablagerungen an der Mündung möglichst weit hinaus in tieferes Wasser zu führen.

Nebenstehende Textfigur 29 zeigt eine derartige Anlage bei der Mündung eines Hauptsammlers von Neapel, welcher in Form einer Mole bis zur genügenden Tiefe ins offene Meer hinaus geführt ist (ZfB. 1892).

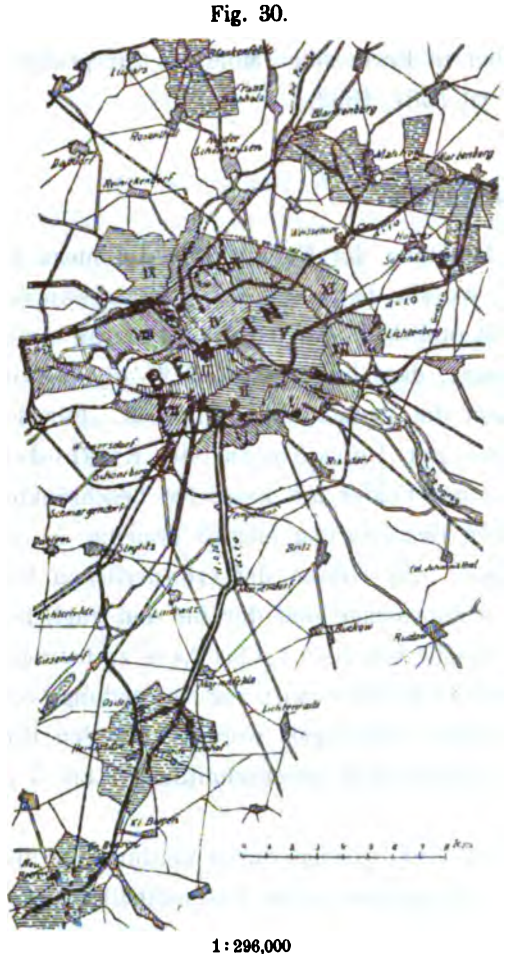
2. Der Rieselbetrib.

Der Rieselbetrieb besteht in der Ableitung der Kanalwässer auf hiezu besonders eingerichtete Felder (Rieselfelder), wo sie theils von den Gewächsen verbraucht, theils zur Verdunstung gebracht und theils durch Versickerung in den Boden gefiltert werden. Man kann annehmen, dass hiebei etwa 20 % auf die Gewächse und die Verdunstung und 80 % auf die Versickerung entfallen. Für den Rieselbetrieb eignet sich am besten sandiger Lehmboden oder Kiesboden. Um mit Rücksicht auf die Erwerbskosten der Felder mit möglichst beschränkten Gebieten zurechtzukommen, geschieht deren Bewässerung möglist ergiebig, soweit es die bezüglichen Kulturarten nur vertragen. Die Grösse der erforderlichen Fläche ergiebt dann sich aus der jährlichen Abfuhrmenge und der für den fraglichen Boden zulässigen jährlichen Wasserhöhe, welche von etwa 1,0 bis 2,4 m zu betragen pflegt. Bei den grösseren Höhen müssen jedoch Klärbecken zur Anwendung kommen, in welchen die gröberen Sinkstoffe vorher abgelagert werden. Bei den Rieselanlagen von Genevilliers bei Paris werden sogar durchschnittlich 4 bis 5 m Wasserhöhe jährlich aufgebracht.

Zur Winterzeit wird die gesammte Abfuhrmenge durch Verdunstung und durch Filtration beseitigt. Die sich hiebei ablagernden festen Bestandtheile werden dann als Dünger für die folgenden Pflanzungen verwendet.

Das mittels Drainagen abgeleitete Abflusswasser der Rieselfelder ist meistens von klarer Farbe, geruch- und geschmacklos und enthält weder Bestandtheile des Harns noch solche der festen Abfallstoffe und nur unbedeutende Mengen von Mikroorganismen, weshalb es meistens ohne Bedenken in Flüsse abgeleitet werden kann. Der Rieselbetrieb entspricht daher unter den verschiedenen Arten der Beseitigung der Kanalwässer auch am meisten den hygienischen Forderungen. Da das Verfahren auch noch den Vortheil eines einfachen und bequemen Betriebes erbietet, so kann es überhaupt als das zweckmässigste angesehen werden. Dasselbe kann sich aber, hauptsächlich durch den erforderlichen Bodenerwerb, verhältnissmässig theuer stellen. Es werden nämlich durch den Ertrag der Rieselfelder die Kosten für die Renten des Anlagekapitals und den Betrieb gewöhnlich nicht gedeckt. So bedingten beispielsweise für das Jahr 1879 die Rieselfelder in Berlin eine Abgabe von 5 bis 5,5 Mk., in Danzig (wo die angewendeten Dünenflächen früher werthlos waren) 0,5 bis 0,7 Mk. und in Breslau 0,35 Mk. pro Einwohner (HZ. 1881 S. 349).

Fig. 30.



1 : 296,000

Lageplan der Rieselbetriebsanlagen von Berlin.

Nebenstehende Fig. 30 zeigt die allgemeine Anordnung des Rieselbetriebes von Berlin.

Die allgemeine Anordnung der Entwässerung von Berlin besteht darin, dass das Kanalsystem, welchem ausser den Abwässern auch die festen menschlichen Abfallstoffe zugeführt werden (Schwemmsystem), in 12 von einander unabhängige Entwässerungsgebiete von ungefähr gleicher Fläche zerfällt, welche durch natürliche Gewässer und Schifffahrtskanäle von einander geschieden sind. Jedes dieser Gebiete hat seine eigenen nach dem Umfange der Stadt zu geführten Hauptsammler (vergl. Taf. VIII Fig. 53, Taf. IX Fig. 1—2) welche sich dort in Brunnen ergiessen. Aus diesen Brunnen wird das Kanalwasser mittels Pumpen 20 bis 30 m hoch gehoben und in eisernen Druckleitungen von 0,75 und 1,0 m Weite nach den Rieselfeldern befördert.

Wie bereits früher erwähnt, sind in Berlin die Kanäle für ein Volllaufen bei heftigeren Regenfällen berechnet. Für solche Fälle sind, zur Entlastung der Kanäle und der Brunnen bei den Pumpstationen, an verschiedenen Stellen Nothauslässe angelegt, durch welche sich ein Theil des Kanalwassers in die Spree etc. ergiessen kann.

Nachdem die Spree den Bedingungen zur eventuellen Abführung der Kanalwässer in dieselbe nicht entspricht, wurde hier für das ganze Stadtgebiet der Rieselbetrieb eingeführt. Der Boden in der Umgebung der Stadt ist hiefür insofern günstig, als derselbe oberst aus einer durchlässigen Sandschicht besteht. Da aber diese Sandschicht nur eine Mächtigkeit von 1 bis 1,5 m hat und der Sand überdies sehr feinkörnig ist, so waren für die Rieselfelder verhältnissmässig grosse Flächen erforderlich. Sowohl mit Rücksicht auf einen möglichst billigen Grunderwerb, als zur Erreichung möglichst kurzer Abzugsleitungen von den Rieselfeldern wäre es am zweckmässigsten gewesen, dieselben ins Spreethal zu verlegen, was aber theils wegen der häufigen Überschwemmungen durch den Fluss, theils wegen der ungünstigen Bodenbeschaffenheit dort nicht in Frage kommen konnte.

Bezüglich der Entfernung der Rieselfelder von der Stadt, wäre einerseits mit Rücksicht auf die Kosten der Druckleitungen eine möglichst nahe Lage erwünscht gewesen, während sanitäre Bedenken eine grössere Entfernung geboten sein liessen. Es wurden daher zwei Gruppen von Gütern hiefür gewählt, die eine im Süden ca. 12 km von der Stadt (eingekauft 1874 und 1881), und die andere nordwestlich in ca. 3 km Entfernung (eingekauft 1875 und 1882). Der Gesammtpreis dieser zusammen 5370 *ha* umfassenden Güter betrug 10,673.000 Mk.

Die Wassermenge welche diesen Feldern zugeführt werden sollte, wurde im Mittel auf 10,000 bis 12,000 cbm pro ha und Jahr, also eine jährliche Wasserhöhe von bezw. 1,0 bis 1,2 m, festgestellt. Von der Gesammtfläche werden ungefähr

78,8 % für die eigentliche Berieselung angewendet, während der Rest von den offenen Leitungen, Gärten, Parks, Wäldern, Gebäuden und von unbebauten Flächen eingenommen wird.

Die Vertheilung des Kanalwassers auf den Rieselfeldern geschieht durch ein System von gusseisernen Röhren und Thonröhren, welche zum grössten Theil über der Erdfläche liegen, sowie durch offene Zuleitungsgräben von 0,5 bis 1 m Tiefe und 0,3 bis 0,5 m Sohlenbreite, welche in der Regel von Erddämmen von 0,3 bis 0,5 m Kronenbreite eingefasst sind, und die eigentlichen Bewässerungsgräben und Furchen welche sich zwischen den Beeten hinziehen.

Es giebt bei diesen Rieselfeldern drei Arten von bewässerten Gebieten: Wiesen, Aecker und Staubehälter, bei den bezw. am meisten geneigten, weniger geneigten und nahezu horizontalen Flächen. Die Aecker, welche mit Gemüsen, Ceralien, Obstbäumen etc. bebaut werden, sind durch Furchen von 0,5 bis 1,0 m Tiefe in Beeten von 20 bis 25 m Länge und 0,3 bis 0,5 m Breite abgetheilt und wird in diese Furchen nur soviel Wasser eingelassen, dass nur die Wurzeln der Gewächse befeuchtet werden. Die Bewässerung der Wiesen geschieht nach dem Rückenbausystem, wobei der Boden zu dachförmigen Flächen von 40 bis 50 m Breite und 60 m Länge eingerichtet ist, über welche das Wasser täglich unter 3 bis 4 Stunden geleitet wird. Die Staubehälter sind Gebiete von 2 bis 9 *ha*, welche von Erddämmen von 0,7 bis 1 m Höhe und 4 bis 6 m Breite eingeschlossen sind und welche im Winter bis zu einer Höhe von 0,3 bis 0,5 m gefüllt gehalten werden. Im Frühjahr hört die Zufuhr zu diesen Gebieten auf, worauf der Boden nach gehöriger Trocknung bepflanzt wird.

Die Ableitung des durchsickernden Wassers geschieht durch ein System von Drainröhren von 6 bis 7 cm Weite, welche in gegenseitigen Abständen von 8 m auf 1,75 m Tiefe unter der Oberfläche verlegt sind.

Bezüglich der Funktion dieser Rieselfelder wäre noch zu erwähnen, dass erfahrungsgemäss bei denselben der Boden mit der Zeit weder seine filtrirende Eigenschaft verliert noch die Filtration weniger gründlich wird. Die sanitären Verhältnisse der Bevölkerung jener Gebiete haben sich ferner so günstig erwiesen, dass dort sogar vier Reconvalescent-Asyle errichtet wurden (in Blankenburg, Heinersdorf, Malchow und Blankenfelde).

Die mustergiltigen Entwässerungsanlagen von Berlin wurden nach dem Projekte von Hobrecht ausgeführt. Dieselben wurden im Jahre 1874 in Angriff genommen und mit solcher Energie betrieben, dass im Jahre 1882 bereits 387 *km* und Anfangs 1894 insgesammt 745 ½ km Kanäle ausgeführt waren (Hbr.—CBl. 1884, 1885—AdP. 1886).

Taf. J, Fig. 2. Anwendung des Rieselbetriebes in Paris. Bis vor ungefähr 30 Jahren wurden die gesammten Kanalwässer von Paris, in einer täglichen Menge von ca. 440,000 cbm, unmittelbar ausserhalb der Stadt in die Seine entleert. Wiewohl bis zu jener Zeit dort das Schwemmsystem (Abfuhr der Excremente durch die Kanäle) noch nicht eingeführt war und nur die Ableitung sämmtlicher flüssiger Abfallstoffe in die Kanäle, unter Anwendung von s. g, Filtertonnen für die Abtritte zulässig war, so wurde hiebei dennoch der Fluss in so hohem Grad verunreinigt dass damit, namentlich bei epidemischen Krankheiten, nicht nur für die Bevölkerung der Stadt, sondern auch für die Bewohner am unteren Flusslauf grosse sanitäre Gefahren verbunden waren. Die Verunreinigungen machten sich nämlich bis in die Gegend von Mantes (150 km von Paris, längs der Seine) bemerkbar. Ausserdem bildeten sich an den Kanalmündungen im Flusse so bedeutende Ablagerungen, dass mit deren Beseitigung ein jährlicher Kostenaufwand von ca. 100,000 Frcs. verbunden war.

Zur Beseitigung dieser Übelstände, und um zugleich die Einführung der Schwemm-

kanalisation zu ermöglichen, wurde die Einführung des Rieselbetriebes in Frage gestellt und zu dem Behufe im Jahre 1869 die erste Anlage dieser Art auf der Seine-Halbinsel von Gennevilliers ausgeführt. Diese ursprünglich nur probeweise angelegten, eine Fläche von 51 *ha* umfassenden Felder wurden bald auf 776 *ha* erweitert, wodurch ungefähr $^1/_5$ der gesammten Abflussmenge der Stadt untergebracht werden konnte.

Die mit diesen Anlagen erreichten guten Resultate, sowie der Umstand, dass sich die Nothwendigkeit der Einführung der Schwemmkanalisation immer mehr geltend machte, veranlasste später den Beschluss, den Rieselbetrieb in so grossem Maassstab einzuführen, dass damit der grösste Theil der Abwässer der Stadt, beseitigt werden könnte, nebstdem zugleich die Schwemmkanalisation allgemein eingeführt werden sollte. Zu dem Zwecke wurde im Jahre 1889 auf der Seineinsel von St. Germain bei Achères ein neues Gebiet von 1,000 *ha* erworben und für den Rieselbetrieb eingerichtet.

Während auf den Rieselfeldern von Gennevillières hauptsächlich ein Theil der Abwässer des »collecteur du Nord» zur Anwendung kommt, nämlich durch eine Verzweigung dieses Sammlers (dérivation de St. Ouen, vergl. Taf. G, Fig. 23) welche mit natürlichem Gefälle über die Seine zu den Rieselfeldern geführt ist (der Hauptzweig dieses Sammlers mündet bei St. Denis unmittelbar in den Fluss) münden alle übrigen Sammler in eine gemeinsame Brunnenanlage in Clichy, von wo die gesammten Abwässer unter Anwendung eines Pumpwerkes von 1,200 PS zum grössten Theil nach den Anlagen i Achères und theilweise auch nach Gennevillières befördert werden.

Die Leitung nach Achères ist für eine sekundliche Wassermenge von 9,75 cbm berechnet, was nahezu das Doppelte der gesammten Abwässer der Stadt ist. Dieselbe hat von Clichy bis zum jetzigen Ende am rechten Seine-Ufer eine Länge von 15,5 *km*, nebst der von diesem Punkte zu den Rieselfeldern am linken Ufer leitenden Verzweigung von 860 m. Von der ersteren Länge besteht kaum $^1/_8$ aus Druckleitungs-Strecken, während die übrigen Theile aus gemauerten Leitungen mit natürlichem Gefälle bestehen. Das Pumpwerk in Clichy befördert nämlich die Wassermassen nur mittels eines Dükers unter der Seine nach dem jenseitigen Ufer, von wo dieselben die ganze Halbinsel von St. Germain mit natürlichem Gefälle (von 1 : 2000) durchkreuzen. Am Ende dieser Strecke befindet sich wieder ein Pumpwerk (jenes von Colombes), welches die Wassermassen unter der Fahrbahn der Strassenbrücke von Argenteuil nach dem jenseitigen Ufer und zum darauf folgenden Plateau von Argenteuil bis zu einer Höhe von 37,7 m befördert, von wo sie dann wieder bis zum Ende der Leitung mit einem natürlichem Gefälle von 1 : 2000 abfliessen.

Taf. J, Fig. 2a—2c. Querprofil der Clichy-Achères Leitung bei den Strecken mit natürlichem Gefälle.

Nachdem aber durch die Anlagen in Achères doch nur wieder ungefähr $^1/_4$ der gesammten Abflussmenge untergebracht worden sind, und somit immer noch ungefähr die Hälfte in die Seine entleert werden musste, wurden in neuester Zeit am unteren Flusslauf noch weitere Gebiete zu gleichem Zwecke erworben, nämlich bei Méry (500 *ha*), wohin die Achères-Leitung zunächst verlängert werden sollte, während noch weitere Gebiete entsprechend Fig. 2 für die folgenden Erweiterungen in Aussicht genommen sind. Diese neuen Anlagen sollen sich vorläufig bis in die Gegend von Meulan erstrecken, können aber künftighin ohne Schwierigkeit bis nach Mantes verlängert werden.

Speciell bezüglich der Anlagen in Gennevillières mögen noch folgende Mittheilungen gemacht werden. Die Vertheilung des Wassers geschieht hier ausschliesslich in geschlossenen Rohrleitungen (gewöhnliche Betonröhren und Monier-Röhren), wodurch eine grössere Reinlichkeit ermöglicht ist, als bei offenen Gräben.

Taf. J, Fig. 2 d zeigt die Art der Entnahme des Wassers aus den Rohrleitungen behufs Bewässerung der Furchen, wozu gebogene Zweigrohre benutzt werden, welche oben mit einem Schraubenventil geschlossen sind (Dulton-Rohre).

Wiewohl die durchlässige Erdschicht bei diesen Rieselfeldern zwischen 2 $^1/_2$ und 3 m stark ist, so erwies sich dennoch, hauptsächlich aus hygienischen Rücksichten für die Bewohner des Gebietes, eine besondere Drainirung des Bodens als nothwendig. Es zeigte sich nämlich vor Einführung der Drainage (1874) unter den Bewohnern ein ständig zunehmendes Wechselfieber nebst Ruhr, während nachdem der Gesundheitszustand ein sehr befriedigender geworden ist, so zwar dass die Sterblichkeitsziffer hier sogar kleiner wurde, als bei den angrenzenden Gebieten. Das ablaufende Drainwasser ist auch hier so rein, dass darin sogar Forellen mit Erfolg gezogen werden konnten. Die Drains bestehen aus durchlöcherten Cementröhren und glasirten Thonröhren von 0,3 bis 0,45 m Weite welche auf 4 m Tiefe verlegt sind. Dieselben werden jährlich mittels Stahlbürsten gereinigt.

Im Jahre 1893 wurden auf diesen Feldern im Mittel 43,000 cbm Kanalwasser pro *ha* verbraucht, es giebt aber dort auch besondere Versuchsfelder von ca. 6 *ha* mit möglichst intensiver Bewässerung, wo 80,000 bis 130,000 cbm pro *ha* aufgebracht worden sind, ohne Schaden für die hiefür gewählten Gewächse oder für das Filtrationsvermögen des Bodens.

Die gesammten Anlagekosten für die Rieselfelder von Gennevillières betrugen bis in die neuere Zeit 5,200,000 Frcs, und belaufen sich die jährlichen Unterhaltungs und Betriebkosten auf ca. 418,000 Frcs. Der Bodenerwerb bedingte eine Ausgabe von 10,000 bis 12,000 Frcs. pro *ha*, es mussten aber in einzelnen Fällen auch 20,000 bis 22,000 Frcs. pro *ha* bezahlt werden. Die Felder werden gegen 100 bis 450 Frcs pro *ha* verpachtet, und beträgt die jährliche Bruttoeinnahme der Anbauer 3,000 bis 10,000 Frcs. pro *ha* (AdP. 1895—GC. Tome XXIV, XXVII, XXVIII—NA. 1895—ÖM. 1897—TFF. 1896).

E. Beseitigung der festen Abfallstoffe.

Die festen Abfallstoffe der Städte sind von zweierlei Art, nämlich theils die gewöhnlichen Abfälle von Haushalt (Kehricht, Küchenabfälle) Strassenreinigung und Industrie etc., theils die menschlichen Excremente. Die gewöhnlichen Abfälle werden an passenden Stellen (in Kasten, Gruben) gesammelt und mittels Wagen fortgeschafft, eventuell verbrannt (die Haushaltabfälle in hiefür besonders eingerichteten Küchenheerden, oder in Centralheizungsöfen). Die Beseitigung der menschlichen Abfälle dagegen geschieht in verschiedener Art, dem entsprechend es verschiedene Reinhaltungssysteme giebt, von denen hauptsächlich folgende zu erwähnen wären: Das Grubensystem, das Tonnensystem, das Liernur'sche Differenzirsystem und die Schwemmkanalisation (Wasserclosetsystem).

I. Das Grubensystem.

Bei dieser primitivsten Art der Reinhaltung gelangen die sämmtlichen Abfallstoffe von den Abtritten unmittelbar in eine in den Erdboden versenkte Grube (Latrine) oder in einen hölzernen oder eisernen Behälter, von wo dieselben in

entsprechenden Zeitintervallen entleert und mittels Fuhrwerken beseitigt werden. Die mit diesem Systeme verbundenen Nachtheile bestehen hauptsächlich in der Verbreitung von üblem Geruch aus den Gruben, der Möglichkeit einer Verunreinigung des Bodens bei allfälligen Undichtheiten, einer eventuellen Verbreitung von Gestank bei der Entleerung der Gruben und beim Transport der Abfälle durch die Strassen, sowie in vielen Fällen auch in verhältnissmässig grossen Kosten für die Beseitigung der Abfälle.

Da sich der üble Geruch der Gruben am meisten fühlbar macht, wenn sich dieselben innerhalb der Wohngebäude befinden, so kann dieser Übelstand dadurch gemindert werden, dass die Gruben, bezw. die Abtritte, in besondere, von den Wohngebäuden abgeschiedene Räume verlegt werden. Dies ist beispielsweise in allen finnischen Städten der Fall, wo dieses System noch das allgemein übliche ist. Nachdem aber hiedurch die Anwendung der Abtritte, namentlich zur Winterzeit, sehr unbequem ist, so pflegt man hier die Wohnungen auch mit s. g. Luftclosets zu versehen. Nachdem ferner der Geruch der Gruben hauptsächlich auf dem Gährungsprocess beruht, welcher durch Berührung der flüssigen Abfallstoffe mit den festen entsteht, so kann der Geruch wesentlich gemindert werden, durch Mischung der Abfälle mit Torfstreu, welche die flüssigen Stoffe absorbirt. Hiedurch werden die Abfälle auch zu Dünger besser geeignet.

Die Gruben sind entweder in den Erdboden versenkt und erhalten dann eine mit Asphalt gedichtete Verkleidung aus Mauerwerk oder aus Holz, in Form von entsprechend gedichteten hölzernen Kasten. Da man bei dieser Anordnung über allfällige Undichtheiten und die dadurch mögliche Verunreinigung des Bodens keine Kontrolle hat, so können statt dessen freistehende Kasten, zur Anwendung kommen, welche behufs Untersuchung überall zugänglich und über einem wasserdichten Boden aufgestellt sind (Vorschrift der neuen Bauordnung in Helsingfors). Die Entwicklung von Unreinlichkeit und Gestank beim Entleeren der Gruben und beim Transport der Abfälle kann durch pneumatisches Entleeren mittels Pumpe, in Wagen mit luftdicht verschliessbarem Gefässe vermieden werden.

Wiewohl die menschlichen Abfallstoffe als Dünger eine gute Verwendung finden können, so werden durch den erreichbaren Preis die Kosten für die Fortschaffung derselben meistens nicht gedeckt. So erwuchs hieraus beispielsweise in Helsingfors im Jahre 1891 eine durchschnittliche Ausgabe von 1,5 Frcs. pro Einwohner.

2. Das Tonnensystem.

Dieses System kennzeichnet sich dadurch, dass die Abtritte mit Fallrohren in Verbindung stehen, welche in hermetisch anschliessende Tonnen (gewöhnlich aus Blech) ausmünden, so dass diese bei jeweiliger vollbrachter Füllung fortgenom-

men und luftdicht geschlossen werden und so für den Transport bereit sind. Nachdem hiedurch an der Sammelstelle kein übler Geruch entwickelt wird, können bei diesem System die Abtritte auch in den Wohngebäuden untergebracht sein, indem man dann die Fallrohre in den Kellerräumen ausmünden lässt. Da aber hiebei die Abtritte und Fallrohre gewöhnlich nicht gespült werden, so kann allerdings der von diesen kommende Geruch beschwerlich sein.

Nachdem ferner hier die mit der Fortschaffung der Abfallstoffe verbundenen Kosten durch deren Preis gewöhnlich nicht gedeckt zu werden pflegen, und der Urin als Dünger überdies minderwerthig, sowie dessen Ableitung in die Abzugskanäle überall statthaft ist, so bestehen bei diesem System Anordnungen, welche bezwecken, den Urin von den Abfällen abzuscheiden und in die Kanäle ablaufen zu lassen. Dies geschieht entweder dadurch dass derselbe, durch eine entsprechende Anordnung des Abtrittes, in vorhinein unabhängig abgeleitet wird, oder durch Anwendung von s. g. Filtertonnen.

Das Tonnensystem hat eine sehr ausgedehnte Anwendung und hat sich in vielen grösseren Städten gut bewährt (z. B. in Stockholm, Heidelberg, Augsburg).

3. Das Liernur'sche Differenzirsystem.

Hiebei wird der Urin wie im vorgenannten Falle gleichfalls im Abtritte in vorhinein abgeschieden und in die Abzugskanäle abgeleitet, während die festen Abfallstoffe in besonderen, in frostfreier Tiefe verlegten, unterirdischen Leitungen auf pneumatischem Wege (durch Ansaugen mittels eines centralen Pumpwerkes) nach einem Centralgebäude befördert und dort zu Poudrette verarbeitet werden. Letztere kommt dann in Tonnen verpackt als Handelswaare in den Verkehr. Nachdem dieses System sowohl verhältnissmässig hohe Anlagekosten als auch hohe Betriebskosten bedingt, so kann es nur an Stellen in Frage kommen, wo jener Düngstoff einen hohen Preis bedingt, wie dies beispielsweise bei einigen holländischen Städten (Amsterdam, Dordrecht) der Fall ist.

4. Die Schwemmkanalisation (Wasserclosetsystem).

Bei diesem System werden durch Verbindung der Abtritte mit den Abzugskanälen sämmtliche Abfallstoffe in die letzteren abgeführt. Hiefür ist eine reichliche Wasserzufuhr zu den Abtritten, behufs gründlicher Spülung derselben sowohl, als auch der Abfallrohre und Kanäle, also das Vorhandensein einer Wasserleitung erforderlich. Da hiebei jedwede Verunreinigung von Luft und Boden durch die Abfälle vermieden werden kann und die sonst unvermeidlichen

Transportskosten entfallen, so entspricht dieses System nicht nur in hohem Grade den hygienischen Anforderungen, sondern es kann auch in ökonomischer Beziehung als das zweckmässigste angesehen werden. Dessen Zulässigkeit kann nur in solchen Fällen Zweifeln unterworfen sein, wo schon die Ableitung des gewöhnlichen Kanalwassers vom Stadtgebiet mit Rücksicht auf die Verunreinigung von Flüssen etc. mit Schwierigkeiten verbunden ist und wo infolge von ungenügender Spülkraft der Kanäle, der Anschluss der Abtritte eine künstliche Spülung und damit verbundene allzu grosse Kosten bedingen würde.

Was jedoch den ersteren Umstand betrifft, so wäre zu beachten, dass durch den Anschluss sämmtlicher Abtritte als Wasserclosets an das Kanalsystem, dessen Inhalt weder in quantitativer noch in qualitativer Beziehung, gegenüber dem sonstigen Inhalt eine wesentliche Veränderung erleidet. Denn während man die gewöhnliche Abflussmenge der Kanäle auf etwa 100 bis 200 *l* pro Kopf und Tag anschlagen kann, betragen die Excremente durchschnittlich nur etwa $^1/_{10}$ *l* und der Urin etwa 1 $^1/_2$ *l* pro Kopf und Tag. Nachdem ferner die Excremente wieder ca. 75 $^0/_0$ Wasser enthalten und bei der Benutzung der Wasserclosets durchschnittlich ca. 10 *l* Spülwasser pro Kopf und Tag zur Anwendung kommen, tritt eine so weitgehende Verdünnung der Abfallstoffe ein, dass die von den Wasserclosets zugeführte Flüssigkeit im Allgemeinen als nicht gefährlicher angesehen werden kann, als das gewöhnliche Kanalwasser. Erfahrungsgemäss besteht auch bei der Schwemmkanalisation das Kanalwasser aus einer homogen trüben Flüssigkeit, welche sich weder durch Aussehen noch durch Geruch vom sonstigen Kanalwasser unterscheidet.

VI. Die Bodenentwässerung.

Die Bodenentwässerung bezweckt die Ableitung des den Boden bedeckenden oder nur im Inneren desselben befindlichen Wassers, entweder behufs besserer Anwendbarkeit des Bodens hauptsächlich zu landwirtschaftlichen Zwecken, oder zur Vermeidung von Erdrutschungen. Bei sumpfigen Gegenden, welche durch gesundheitsschädliche Ausdünstungen und in nördlichen Gegenden als s. g. Frostheerde das Klima verschlechtern, kann die Entwässerung zugleich eine Verbesserung des Klimas bezwecken.

A. Entwässerung von Ländereien.

Die Entwässerung von Ländereien kann je nach den örtlichen Verhältnissen, der Höhenlage des zu entwässernden Gebietes gegenüber den angrenzenden Wasserrecipienten (Flüssen, Seen, dem Meer) und gegenüber dem angrenzenden Gelände sowie je nach der Bodenbeschaffenheit des Gebietes in verschiedener Weise geschehen.

Wenn das Gebiet entweder ständig unter der Oberfläche eines Sees liegt oder von demselben oder einem Flusse nur zeitweilig überschwemmt wird und dadurch eine Versumpfung des Gebietes verursacht ist, so kann die Entwässerung durch eine entsprechende Senkung derselben in Frage kommen, oder es kann das Gebiet durch schützende Erddamme (Deiche) abgesperrt und entweder durch natürlichen Wasserabfluss bei niedrigeren Wasserständen oder durch künstliches Heben mittels Wasserhebemaschinen (Schöpfmaschinen) entwässert werden. Letzteres Verfahren kommt auch zur Anwendung bei der Entwässerung von Ländereien an den Küsten, welche dem Andrang der Meeresfluthen ausgesetzt sind (Polders).

Bei Versumpfungen infolge von ungenügender Versickerung und ungenügendem oberflächlichen Abfluss der Niederschläge kann entweder eine Entwässerung durch unbedeckte Entwässerungsgräben und Kanäle, durch unterirdische bedeckte Kanäle (Drains) oder durch eine Ableitung in lothrechter

Richtung mittels s. g. absorbirender Gräben oder Brunnen in tiefer liegende durchlässige Erdschichten, in Frage kommen.

Ein weiteres Verfahren besteht in einer künstlichen Erhöhung des versumpften Bodens mittels Ablagerungen von zugeleitetem Wasser aus Flüssen (Kolmation).

Beim Projektiren von Entwässerungen ist auf das hiedurch eintretende Setzen des Bodens Rücksicht zu nehmen. So setzt sich beispielsweise der Moorboden um 25 bis 40 % der ursprünglichen Mächtigkeit.

1. Entwässerung durch Senkung von Flüssen.

Die Senkung eines Flusses kann durch Vergrösserung der Geschwindigkeit, sowie durch Vertiefung des Flussbeetes erreicht werden. Ersteres kann durch Räumung, bezw. durch Beseitigung von Pflanzen, Steinen, Baumstämmen etc., sowie durch Verkürzung der Länge der Flussstrecken (Ausrichten von Krümmungen, Anlage von Durchstichen) geschehen, während das Vertiefen des Flussbeetes durch Baggerung geschieht.

Taf. X, Fig. 4—5. Entwässerung eines Gebietes A durch Senkung des die Versumpfung verursachenden Flusses F (Fig. 4) von AB nach A_1B_1 (Fig. 5).

Auf diese Weise geschach z. B. in letzterer Zeit die Entwässerung ausgedehnter Ländereien im Thale des Wanda-Flusses im südlichen Finnland, welche durch die Überschwemmungen des Flusses der Versumpfung ausgesetzt waren. Hiebei wurde zur Erleichterung der Räumungsarbeit, und behufs Anwendung der billigeren Grabung von Hand, anstatt der sonst erforderlichen Baggerung, im oberen Flusslauf, wo die Wassermenge noch verhältnissmässig klein ist, das Mittel angewendet, dass der Fluss durch provisorische mit Schützen versehene Fangdämme ganz abgesperrt wurde. Während man hinter diesen Dämmen das Wasser möglichst hoch aufstauen liess, konnten vor denselben die Arbeiten im Flussbeete im Trockenen ausgeführt werden. Das aufgestaute Wasser wurde dann immer in den Ruhepausen durch die Schützen abgelassen.

2. Die Senkung von Seen.

Die künstlichen Seesenkungen können entweder die Entwässerung von versumpften Landgebieten bezwecken welche nur zeitweilig, bei den höheren Wasserständen, durch den See überschwemmt werden, oder die Gewinnung von neuen, sonst ständig unter Wasser gelegenen Gebieten. Im ersteren Falle handelt es sich meistens nur um kleine Senkungen, welche stets durch eine entsprechende Vergrösserung von vorhandenen, oder durch Herstellung von neuen oberirdischen Abflüssen erreicht werden, während bei grösseren Senkungen, wie solche im anderen Falle in Frage kommen können, auch unterirdische Ableitungen mittels Stollen zur Anwendung kommen können.

Bei Projektirung derartiger Seesenkungen hat man mit Rücksicht auf die allfälligen Interessen der Schifffahrt der allenfalls vorhandenen industriellen Kraftanlagen etc. die Gestaltung der nachträglichen Wasserstände nach den im I. Theil dieses Werkes (S. 22) angebenen Regeln in vorhinein zu ermitteln. Hiebei kann sich eine künstliche Regelung der Abflüsse durch Anlage von beweglichen Wehren (Schleusen) an den Abflussstellen als nothwendig erweisen (vergl. derartige Anordnungen bei der Senkung des Hjelmarn-Sees in Schweden, IFF. 1887).

Taf. X, Fig. 6—6 a. Senkung eines Sees durch Anlage eines Ableitungskanals *a b*.

» Fig. 7—7 a. Senkung des Lungern-Sees in der Schweiz (Cant. Unterwalden). Da es sich hiebei um eine Senkung von ca. 33 m Höhe handelte, geschah dies durch Sprengung eines (im Jahre 1835 eröffneten) Stollens, durch welchen seitdem der See den Abfluss findet. Die Aussprengung des Stollens geschah bis nur noch eine Decke von ungef. 1 m Dicke erübrigte, worauf dieselbe mittels einer mit Holzklötzen etc. unterbauten Pulvertonne von 950 Pfund Gewicht ausgesprengt wurde. Zur Vermeidung einer Überschwemmung der unterhalb befindlichen Gebiete, wurde der Abfluss durch eine bei *S* angebrachte Schleuse geregelt.

Die Kosten beliefen sich auf ca. 415,000 Mk., während der Werth des gewonnenen Bodens dreimal so hoch geschätzt wurde.

» Fig. 8—8 c. Trockenlegung des Fucino-Sees in Italien. Schon in alten Zeiten unter Kaiser Claudius wurde eine theilweise Entwässerung dieses ca. 86 *km* südlich von Rom gelegenen Sees durchgeführt. Nachdem sich aber die bezüglichen Anlagen, bestehend aus einem 5,595 m langen Entwässerungsstollen und einem Hauptentwässerungskanal nebst zugehörigen Gräben als ungenügend erwiesen hatten und verfallen waren, wurde in neuerer Zeit die Trockenlegung des Sees durch grossartige neue Anlagen beschlossen, welche Anfangs der Fünfzigerjahre in Angriff genommen und mit einem Kostenaufwande von 41 Millionen Mark im Jahre 1875 vollendet wurden. Hiebei wurden 15,775 *ha* des besten Bodens gewonnen und die sanitären Verhältnisse der Gegend wesentlich verbessert.

Zu dem Zwecke wurde behufs Ableitung des Wassers in den Liri-Fluss ein Entwässerungstunnel von 6,300 m Länge, 19,6 qm Querschnitt (4.0 m lichter Weite und 5,766 m Höhe), einem Gefälle von 1 : 1000 und einem Ableitungsvermögen von 50 cbm Wasser in der Sekunde, ausgeführt (Fig. 8 & Fig. 8 b). Der zu diesem Tunnel führende Hauptentwässerungskanal (Fig. 8 a) hat eine Länge von 8 km, eine Sohlenbreite von 15 m und eine Wassertiefe von 3,5 m. Derselbe geht von der tiefsten Stelle eines übrig gebliebenen, 55 Millionen *cbm* fassenden Centralbeckens aus, welches bei etwaigen Reparaturen etc. die zufliessenden Wässer fassen soll. Ferner wurden über 100 *km* Entwässerungskanäle (in gegenseitigen Entfernungen von 1 km) und 649 km Gräben angelegt, welche das Wasser dem Hauptkanal zuführen. Zwischen je zwei Entwässerungsgräben befindet sich eine Strasse, welche in einer Gesammtlänge von 210 km projektirt wurden. Je 500 m Strassenlänge und 500 m von der Strasse bis zum Entwässerungsgraben bilden ein Pachtgut von 25 ha (AdP. 1878—ZfB. 1879—AB. 1889).

3. Entwässerung durch Ableitung des Niederschlagswassers.

Wenn die Versumpfung eines Gebietes vom ungenügenden Abfluss des demselben zufliessenden Niederschlagswasser herrührt, so kann entweder eine Ent-

wässerung mittels offener Gräben oder eine unterirdische (gedeckte) Entwässerung (Drainage) behufs Ableitung des überschüssigen Wassers nach tiefer gelegenen Recipienten oder in darunter liegende durchlässige Erdschichten zur Anwendung kommen.

a. Entwässerung mittels Gräben.

Dieses in den meisten Fällen angewendete Verfahren besteht darin, dass das Gebiet mit einem System von Entwässerungsgräben versehen wird, nach welchen das Niederschlagswasser theils unmittelbar von der Oberfläche, theils auch vom Inneren der obersten Erdschichten abfliesst und welche in Sammelgräben oder Kanäle ausmünden, behufs Ableitung des Wassers in Bäche, Flüsse etc.

Zum Abfangen des von höher gelegenen Gebieten zufliessenden Wassers kommen überdies noch s. g. Fanggräben (Saumgräben, Randgräben) zur Anwendung.

Die Berechnung der durch diese Gräben abzuleitenden Wassermengen geschieht nach den im I. Theil dieses Werkes (S. 31) angegebenen Regeln.

Taf. X, Fig. 9. Entwässerung des Agro Romano. Die in gegenseitigen Entfernungen von 200 m angelegten Hauptentwässerungsgräben münden zu beiden Seiten des Forma-Flusses in je einen in den Fluss mündenden Ableitungskanal.

» Fig. 10. Lageplan der in üblicher Weise ausgeführten Entwässerung eines kleineren Gebietes mittels Gräben. Das Gebiet ist als eine Thalsenkung gedacht, welche jenseits der punktirten Linie von höherem Gelände umgeben ist und von welchem das Gebiet somit Zuflüsse erhält. An der unteren Seite wird das Gebiet von einem Bach durchzogen, welcher zur Erhöhung des Ableitungsvermögens eventuell regulirt, bezw. in einen geraden Ableitungskanal (Hauptgraben) *a* verwandelt wird. In diesen Kanal münden die möglichst in der Richtung des grössten Gefälles, in gegenseitigen Abständen von etwa 100 bis 200 m angelegten Ableitungsgräben *b* und in diese wieder die quer dagegen in halb so grossen gegenseitigen Abständen angelegten Sammelgräben *c* und c_1. In die letzteren münden schliesslich die in gegenseitigen Abständen von etwa 10 bis 20 m befindlichen eigentlichen Entwässerungsgräben *d*, welche somit in der Richtung der Ableitungsgräben *b* verlaufen. Zum Auffangen der von dem angrenzenden Gelände zufliessenden Tagewässer dient der das Gebiet umschliessende Fanggraben *e*.

» Fig. 11. Gewöhnliche Querschnittsform der Entwässerungsgräben. Dieselben erhalten meistens seitliche Böschungen mit einer Anlage von 1:1, eine Sohlenbreite von etwa 0,2 bis 0,6 m und eine Tiefe von 0,4 bis 1,5 wobei die kleinsten Abmessungen den eigentlichen Entwässerungsgräben *d* und die grössten den Ableitungsgräben *b* entsprechen.

b. Gedeckte Entwässerung mittels Drains (Drainage).

Die gedeckte Entwässerung mittels unterirdischer Saugkanäle oder Drains (Rigolen) geschieht durch Aufsaugen und Ableitung des Wassers durch diese Kanäle von den über denselben befindlichen Erdschichten. Im Gegensatz zu den städtischen Entwässerungskanälen, welche zur Vermeidung einer Verunreinigung des umgebenden Bodens durch das Kanalwasser vollkommen dicht sein sollen, sind die

Drains zur Aufnahme des Wassers vom Boden der ganzen Länge nach mit offenen Fugen versehen und bestehen zu dem Behufe entweder aus Erdkanälen ohne oder mit porösen Füllungen verschiedener Art (Sickergräben), oder aus Thonröhren mit offenen Stossfugen (Röhrendrains).

Man unterscheidet hier die die eigentliche Entwässerung besorgenden Saugdrains und Sammeldrains, in welche die ersteren ausmünden und welche wieder das Wasser in Hauptdrains oder unmittelbar in offene Abzugsgräben etc. ableiten. Je nach der Richtung der Saugdrains unterscheidet man ferner die s. g. Längsdrainage, wenn diese Drains in der Richtung des grössten Gefälles, also senkrecht zu den Horizontalkurven angelegt, und Querdrainage wenn dieselben parallel zu den Horizontalkurven oder schief gegen dieselben verlaufen. Die erstere Anordnung ist bei flachem Gelände vorzuziehen, während bei mittelstarker Neigung des Bodens die schiefe Lage und bei stärkerem Gefälle die parallele Richtung zu den Horizontalkurven den Vorzug verdient. Die Sammeldrains sind möglichst in der Richtung des stärksten Gefälles zu legen.

Die Tiefe der Drains richtet sich hauptsächlich nach dem Klima, der Bodenbeschaffenheit und der gegenseitigen Entfernung der Drains. Das Klima ist insofern von Einfluss, als die Sohle der Drains unter der Frostgrenze liegen soll, damit nicht durch Eisbildung in den Drains der Wasserabfluss verhindert werde. Je durchlässiger ferner der Boden und je kleiner die gegenseitige Entfernung der Drains, desto weniger tief brauchen dieselben zu sein. Auch sollen sie wo möglich unter den Bereich der Wurzeln der Pflanzen zu liegen kommen und durch den Pflug nicht erreicht werden. Unter gewöhnlichen Verhältnissen pflegt man zur Entwässerung der obersten Erdschichte, wie dies für landwirtschaftliche Zwecke erforderlich ist (Flächendrainage) die Tiefe der Drains zwischen etwa 1,2 und 1,7 m anzunehmen. Die kleinste Tiefe ist beim Sandboden erforderlich und wird dieselbe umso grösser je mehr thonhältig der Boden ist. Auch beim Torfboden sind grössere Tiefen erforderlich.

Die gegenseitige Entfernung der Saugdrains kann umso grösser angenommen werden, je durchlässiger der Boden und je grösser die Draintiefe ist, und zwar pflegt im Allgemeinen die Entfernung bei gewöhnlichem Thonboden etwa 10 bis 12 m, bei schwerem Lehmboden 12 bis 14 m, bei gewöhnlichem Lehmboden 14 bis 16 m, bei sandigem Lehmboden 16 bis 20 m, bei lehmigem Sandboden 20 bis 24 m und bei mildem Sandboden 24 bis 30 m zu betragen. In wichtigen Fällen kann die zweckmässigste Entfernung auch durch Versuche in der Weise ermittelt werden, dass zwei Drains in der den örtlichen Verhältnissen entsprechenden Tiefe und gegenseitigen Entfernung angelegt und in der Mitte zwischen denselben in gegenseitigen Entfernungen von etwa 5 m Gruben

oder Bohrlöcher ausgehoben werden, in welchen in den Monaten März bis Mai die erreichte Senkung des Grundwasserstandes beobachtet wird. In der Regel wird eine Senkung bis zu wenigstens 0,75 m unter der Oberfläche erforderlich sein. Hiebei ist auch die Beschaffenheit der sich entwickelnden Vegetation massgebend, indem sich dieselbe bei genügender Entwässerung üppiger als sonst entwickelt.

Da die Wurzeln von Bäumen und Sträuchern gern die Feuchtigkeit der Drains aufsuchen und dieselben durch Entwicklung zu einer bartartigen Masse leicht verstopfen, so sollen gewöhnliche Drains wo möglich in 5 bis 8 m Entfernung von derartigen Pflanzungen gehalten werden. Gegen das Eindringen von Triebsand in die Drains werden dieselben in Kies eingebettet.

Gegenüber den offenen Gräben haben die Drains den Vortheil, dass durch dieselben kein Boden für die Bebauung verloren geht, dass sie für den Verkehr auf den bezüglichen Gebieten, bezw. für die Bebauung, kein Hinderniss bilden, dass sie bei der Ausführung steilere Wände erhalten können und dadurch bei gleicher Tiefe einen wesentlich kleineren Erdaushub erfordern und dass sie für grössere Tiefen verwendet werden können als offene Gräben, nebstdem bei denselben infolge des Durchstreichens der Luft der Boden gelockert und dessen Temperatur erhöht wird. Drainagen sind auch in sanitärer Beziehung vortheilhafter als offene Gräben, nachdem bei ersteren die durch Verdunstung entstehende Feuchtigkeit geringer ist als bei letzteren. Dagegen haben Drainagen den Nachtheil eines kleineren Ableitungsvermögens und den Nachtheil, dass sie durch ungleichmässige Setzungen etc. leicht verstopft und unwirksam werden, sowie dass sie keine so gute Kontrolle der Wirksamkeit zulassen wie offene Gräben.

Bei der Wahl zwischen offenen Gräben und Drainagen ist vorerst die Beschaffenheit des Bodens massgebend, so zwar dass bei starker Versumpfung zuerst eine Entwässerung durch offene Gräben angeordnet, und erst nach genügender Setzung des Bodens eventuell zur Drainage übergegangen wird.

Die Ausführung der Drains geschieht durch Ausheben von entsprechend tiefen Gräben, deren Seitenwände so steil gehalten werden, als es die Stabilität des Erdreichs während der kurzen Zeit bis zum Wiederverschütten des Grabens zulässt und als für die bequeme Ausführung des Drainkanals erforderlich ist. Meistens erhalten die Seitenwände eine Anlage von etwa $1 : {}^1/_5$ bis $1 : {}^1/_8$, man geht aber auch bei grösserer Breite der Sohle bis zur lothrechten Lage.

Zum Wiederverschütten wird gewöhnlich das Aushubmaterial verwendet, es kann aber zur Erreichung einer beseren Wirkung auch eine theilweise Füllung des Grabens mit durchlässigerem Material (Steinmaterial, Schotter) in Frage kommen.

Bei Bestimmung der von den Drains abzuleitenden Wassermenge pflegt

man in Deutschland anzunehmen, dass von denselben ungefähr die Hälfte der innerhalb eines Monats gefallenen Niederschläge in etwa 14 Tagen abzuleiten ist.

Sickergräben.

Die Sickergräben sind Drains mit Erdkanälen, oder mit verschiedenartigen Füllungen gegen ein Nachsinken der Erde. Da aber dies entweder nur unvollständig erreicht wird und zu baldigen Verstopfungen Anlass giebt, oder anderenfalls bei Anordnungen mit besserer Verhinderung des Nachsinkens der Wasserabfluss erschwert ist und bei Anordnungen mit Verhinderung des Nachsinkens nebst besserem Abfluss (Sickerdohlen) die Anlage zu theuer wird, so sind derartige Drains für grössere Flächendrainagen im Allgemeinen weniger geeignet. Dieselben werden meistens auch nur selten, wie bei Entwässerungen von Rutschgeländen angewendet, während sie zu Flächendrainagen nur bei ungenügenden Mitteln für bessere Drainagen in den billigeren Formen zur Anwendung zu kommen pflegen.

Taf. X, Fig. 12. Rasendrain, bestehend aus einem Erdkanal *a* welcher mit Rasen *b* abgedeckt und eventuell theilweise mit durchlässigerem Material *c* und darauf mit dem Aushubmaterial *d* verschüttet ist. Wegen des nachträglichen Setzens wird die Verschüttung über der Oberfläche etwas überhöht aufgetragen. Der Rasen wird mit der Grasseite nach abwärtz gekehrt, wodurch man einen grösseren Widerstand gegen einen Durchbruch erreicht und ein Abbröckeln von Erde in den Kanal vermieden wird.

» Fig. 13. Erddrain, wobei der Kanal *a* durch gewölbförmig eingestampfte Erde überdeckt ist. Die Ausführung dieses Erdgewölbes geschieht unter Anwendung eines hölzernen Kernes, welcher die Form des Kanals hat und im Verhältniss der Ausführung allmählich nach vorwärtz gezogen wird.

Derartige Drains mit Erdkanälen, wie in diesen zwei Beispielen, haben den Nachtheil, dass sie durch Nachsinken der Erde leicht verstopft werden, daher im Allgemeinen, keine grössere Dauerhaftigheit zulassen. Namentlich sind diese Anordnungen bei Sandboden nicht anwendbar, während sie bei Thonboden entsprechend haltbar sein können.

Taf. J, Fig. 3—6. Erddrains, wobei zur Abdeckung des Kanals *a* Abfall-Bretter (s. g. Schwarten) zur Anwendung kommen. Bei der Anordnung Fig. 4 werden zur besseren Vertheilung des Druckes die Kanten des Kanals mit Latten belegt. Diese Anordnungen haben sich z. B. in Finnland stellenweise ganz gut bewährt.

Taf. X, Fig. 14. Torfdrain, bestehend aus zwei im Drainkanal über einander gelegten Reihen von besonders geformten Torfziegeln, so dass sie ein Ablaufrohr bilden. Diese Torfziegel werden mit einem eigens geformten Spaten vom Torfboden ausgestochen und vor dem Gebrauch getrocknet. Bei genügend zäher Beschaffenheit des Torfs können sich derartige Drains besser bewähren, als Erddrains.

» Fig. 15. Faschinendrain, wobei der Drainkanal mit Faschinen (Zweigbündeln) ausgefüllt ist. Vor dem Wiederfüllen des Grabens werden die Faschinen mit Rasen abgedeckt. Bei dieser Anordnung wird ein Einstürzen der Kanalwände vermieden, wobei aber auch das Wasser in den Zwischenräumen zwischen den Zweigen einen unvollständigen Abfluss findet. Es sind daher diese Drains zwar dauerhaft, aber weniger wirksam als die vorigen. Noch weniger wirksam sind Strohbündel, wie solche mitunter auch statt Faschinen zur Anwendung kommen. Doch können Faschinendrains bei Triebsand mit Vortheil benutzt werden, da bei ei-

nem solchen Boden oft weder unbedeckte Gräben noch Drains anderer Art, wegen baldiger Ausfüllung durch den Triebsand anwendbar sind.

Taf. X, Fig. 16. Faschinendrain mit Kreuzhölzern, wobei das Wasser einen besseren Abfluss findet als bei der vorigen Anordnung.

» Fig. 17. Prügelholzdrain. Hier wird der Drainkanal mit in der Längen- und Querrichtung gelegten Holzstäben ausgefüllt, welche dann gleichfalls mit Rasen abgedeckt sind. Derartige Drains werden z. B. in Finnland zur Entwässerung von Ländereien vielfach angewendet und haben sich im Allgemeinen gut bewährt. Wiewohl hiebei das Holz der Fäulniss ausgesetzt ist, so haben doch in einzelnen Fällen derartige Drains bis zu 17 Jahren tadellos fungirt, ohne dass sich das Holz in merkbarer Weise verändert hat.

Eine gleichfalls in Finnland angewendete Variation derartiger Drainagen besteht darin, dass an der Sohle des Drainkanals Schwarten-Bretter, mit der ebenen Sägefläche nach aufwärtz gekehrt, über diesen in der Längenrichtung Abfall-Latten (Rippenholz) und darüber wieder Schwarten mit der Sägefläche nach abwärtz ausgelegt werden. Derartige Drains haben in einzelnen Fällen über 25 Jahre tadellos fungirt.

» Fig. 18. Gewöhnlicher Steindrain. Der Drainkanal ist hier mit losem Steinmaterial (Feldsteinen etc.) ausgefüllt, welches mit Rasen überdeckt ist. Die Anordnung hat den Nachtheil, dass dabei das Wasser keinen genügend freien Abfluss findet.

» Fig. 19—21. Viereckige und dreieckige Sickerdohlen mit Kanälen aus Steinplatten und mit Feldstein-Hinterfüllung.

» Fig. 22. Sickerdohle mit Kanal aus Ziegelsteinen.

» Fig. 23. Hohlziegeldrain, bestehend aus Flachziegel-Sohlenplatten und darüber gelegten Hohlziegeln. Es ist dies eine ältere nur selten angewendete Anordnung.

Röhrendrainage.

Hierzu werden unglasirte Thonröhren von 3 bis 25 cm Weite und 30 bis 45 cm Länge in der Art verwendet, dass dieselben dicht aneinander gestossen an der Sohle des Draingrabens ausgelegt und mit Erde überschüttet werden. In wichtigeren Fällen, wie z. B. bei der Entwässerung von Rutschgeländen, wird zur Erhöhung der Wirkung auch ein Theil der Überschüttung aus durchlässigerem Material (Steine, Schotter) ausgeführt. Die Saugdrains erhalten eine Weite von 3 bis 5 cm, während der Durchmesser der Sammeldrains der abzuleitenden Wassermenge entsprechend angenommen wird. Das kleinste zulässige Gefälle $1{:}n$ soll im Allgemeinen im umgekehrten Verhältniss zur Rohrweite d stehen und kann $n = 110\,d$ bis $160\,d$ angenommen werden. Demnach entspricht den Rohrweiten von 5, 7 und 10 cm ein kleinstes Gefälle von etwa 1 : 600, 1 : 800 und 1 : 1200.

Taf. X, Fig. 24—26. Gewöhnliche Anordnung und Ausführung der Röhrendrains. Die Röhren werden entsprechend Fig. 24 a stumpf an einander gestossen und geschieht der Anschluss der Saugdrains an die Sammeldrains entsprechend Fig. 25, wobei die über einander gelegten Röhren ein mittels eines spitzen Hammers angehautes Loch erhalten und durch eine umgelegte Thonwulst gedichtet werden. Das Ende des Saugdrains wird durch einen Thonpfropfen zugestopft. Der Draingraben (Fig. 26) erhält eine obere Breite von 0,4 bis 0,6 m und eine Sohlenbreite gleich dem Durchmesser des Rohres. Die Seitenwände erhalten eine Anlage

von etwa $^1/_6$ bis $^1/_{10}$ und werden nur ausnahmsweise (bei sehr beweglichem Boden und grösserer Tiefe) abgesteift (vergl. Fig. 50).

Taf. X, Fig. 27—29. Besondere Anordnungen von Röhrendrains. Hievon ist Fig. 27 eine bei österreichischen Eisenbahnen zur Entwässerung von Rutschgeländen angewendete Drainanordnung, wobei der Draingraben 0,8 m tief unter die Wasserführende Schicht geführt und auf 0,6 m Höhe mit Schotter *a* gefüllt ist. Letzterer ist mit Rasen *b* abgedeckt, worauf gewöhnliches Aushubmaterial *c* und eine 0,1 m hohe Schicht Muttererde folgt. Fig. 28 und 29 sind in Süddeutschland bei Entwässernngen von Länderien angewendete kombinirte Stein- und Röhrendrains.

» Fig. 30—33. Anordnung der Drainmündungen beim Anslauf ins Freie. Dort wo ein Hauptdrain in einer Erdböschung ausmündet, ist es zweckmässig die Mündung wie in Fig. 30 in einen vierekigen Holzkasten einzuschliessen, um hiedurch Verstopfungen durch Verschiebungen des Erdreichs an der Böschungsoberfläche zu vermeiden. Desgleichen ist es hier angezeigt die Mündung gegen das Einkriechen von Thieren (Frösche, Ratten, Vögel) entsprechend Fig. 30 a—32 mit einem Gitterverschluss zu versehen. Statt dessen lässt man auch die Drainröhre um etwa 20 cm aus dem Erdboden vortreten, nebstdem die Mündung unten nach der Böschung zu abgeschrägt wird.

Zuweilen werden die Drainmündungen auch entsprechend Fig. 33 in Form von gemauerten Brunnen ausgeführt uud besteht dann das letzte Rohrstück mitunter auch aus Eisen.

» Fig. 34. Drainage nach System Rérolle, zur Vermeidung des Eindringens von Baum- und Strauchwurzeln in die Drains. Hier sind die Stossfugen der Drains durch übergeschobene und mit Cementmörtel verstrichene Muffenringe wasserdicht geschlossen und sind zum Aufsaugen des Wassers einzelne Röhren in gegenseitigen Abständen von ca. 5 m mit nach abwärtz gerichteten Rohrstutzen versehen, welche in eine mit Steinmaterial gefüllte Grube verlegt sind. Hiedurch dringt das Wasser von unten in den Drain empor, während die Wurzeln nicht nach aufwärtz wachsen. Die Anordnung kommt ihrer Kostspieligkeit wegen selbstverständlich nur ausnahmsweise (z. B. bei Parkanlagen) in Frage, wenn die früher angeführte Regel der Fernhaltung der Drains von den Baumpflanzungen nicht beobachtet werden kann.

Ein weniger zuverlässiges Mittel gegen das Eindringen von Wurzeln in die Drains besteht in einer Bedeckung derselben mit Aetzkalk.

» Fig. 35—39. Geräthe zur Ausführung von Drainagen. Für den Aushub des Draingrabens wird im oberen Theil ein gewöhnlicher Breitspaten von etwa 30 cm Breite angewendet, während in den tieferen Lagen Stichspaten von der in Fig. 35 ersichtlichen Anordnung, mit einer unteren Breite von etwa 14 bis 8 cm benutzt werden. Für die Ausführung des untersten Theiles mit der ausgerundeten Sohle wird ein Hohlspaten entsprechend Fig. 36 benutzt, dessen Breite dem Durchmesser der Drainröhren entspricht, also für Saugdrains etwa 6 cm anzunehmen ist. Zum Ausrunden und Ausglätten der Sohle und zum Aufholen von abgebröckeltem Boden wird ferner noch eine besondere Sohlenhacke, der s. g. Schwanenhals (Fig. 37) angewendet. Man benutzt zu diesem Zwecke auch einen besonderen Sohlenstampfer, bestehend aus einem halbcylindrischen Holzstück mit angebohrtem Stiel.

Zum Legen der Röhren wird der s. g. Legehaken (Fig. 38) in der in Fig. 39 ersichtlichen Weise benutzt. Der längere Arm dieses Geräthes besteht aus einem Rundeisen, welches in die zu legende Röhre gesteckt wird, während der kürzere Arm einen kleinen Spaten bildet, zum Aufholen von abgebröckelten Erdpartikeln. Um beim Legen ein Abbröckeln von den Kanten des Grabens möglichst zu vermeiden, ist es zweckmässig dieselben mit Laufbrettern zu belegen.

Um dem während der Ausführung in den Gräben sich sammelnden Grundwasser einen Abfluss zu bereiten, soll die Ausführung der Drains von unten nach

oben geschehen, so dass die Haupt- und Sammeldrains zuerst zur Ausführung kommen.

Taf. X, Fig. 40. Drainageplan, wobei die Saugdrains in der meistens angewendeten Weise in der Richtung des grössten Gefälles ausgelegt sind. Die Saugdrains *a* wurden hier nur bis zu einer Länge von ca. 150 m mit einer einzigen Rohrweite ausgeführt, während bei grösserem Längen zwei Weiten *a* und *b* zur Anwendung kamen. Das Gleiche ist auch bei den Sammeldrains und Hauptdrains der Fall, welche je nach der Länge mit zunehmender Weite *b*, *c*, *d*, *e* und *f* zur Ausführung kamen. Die Hauptdrains münden hier in einen offenen Abzugsgraben *g*.

c. Entwässerung durch Ableitung des Wassers in lothrechter Richtung in das Erdinnere.

Zuweilen kann die Versumpfung eines Gebietes dadurch bedingt sein, dass sich unter demselben eine wasserdichte Erdschicht befindet, wodurch ein Versickern des Niederschlagswassers in das Erdinnere verhindert wird, nebstdem es längs dieser Schicht keinen oder einen ungenügenden Abfluss findet. Befindet sich nun unter dieser Schicht durchlässiger Boden, so ist es mitunter möglich eine Entwässerung dadurch zu erreichen, dass die wasserdichte Schicht stellenweise durchbrochen und auf diesem Wege dem Grundwasser ein Abfluss in den durchlässigen Boden bereitet wird.

Befindet sich die wasserdichte Schicht nahe an der Oberfläche und ist dieselbe von geringer Mächtigkeit so kann zu dem Zwecke eventuell die Anlage von s. g. absorbirenden Gräben genügen, bestehend aus Steindrains, welche bis in den durchlässigen Boden niedergeführt sind. Befindet sich dagegen der durchlässige Boden in grösserer Tiefe, so werden diese Gräben nur so tief niedergeführt als es die Senkung des Grundwasserspiegels erfordert und wird dann die Sohle dieser Drains durch abgesenkte eiserne Röhren, s. g. absorbirende Brunnen mit dem durchlässigen Boden in Verbindung gesetzt.

Taf. X, Fig. 59. Absorbirender Brunnen zur Bodenentwässerung. Hier ist *a* der zu entwässernde Boden, *b* die undurchlässige Schicht, *c* der durchlässige Boden, *d* ein Steindrain und *r* ein eiserner Rohrbrunnen.

4. Entwässerung durch Erhöhung der Bodenfläche (Kolmation).

Dieses Verfahren besteht darin, dass sinkstoffreiche Hochwässer von Bächen und Flüssen auf die bezüglichen Gebiete geleitet und dort zwischen Verdämmungen (Deichen) bis zur Ablagerung der Sinkstoffe zurückgelassen werden. Dieses Verfahren wird so lange wiederholt (mehrere Jahre lang) bis die gegen die Versumpfung nöthige Erhöhung des Bodens erreicht worden ist. Bei Gebieten welche unmittelbar an einem Flusse liegen und von diesem durch Deiche geschie-

den sind, kann das Kolmationswasser unmittelbar durch den Deich eingelassen werden, während sonst ein besonderer Zuleitungskanal erforderlich ist.

Taf. X, Fig. 60—60 a. Kolmation am Rhein. Fig. 60 ist der Lageplan einer Stelle mit Ländereien am linken Flussufer, deren Meliorirung durch Kolmation geschah, während Fig. 60 a ein Querprofil des Flusses und jenes Strandgebietes ist (bei letzterer Figur ist der Höhenmassstab grösser als der Längenmassstab). Zum Schutz der fraglichen Gebiete gegen Überschwemmungen sind hier längs der Ufer entsprechend hohe Deiche *C* und *D* aufgeführt, nebstdem sie behufs Anwendung der Kolmation durch weitere Deiche E gegen die angrenzenden Gebiete abgeschlossen sind. Mit Rücksicht auf das Gefälle des Gebietes in der Längenrichtung des Flusses kamen noch Querdeiche zur Anwendung, welche mit Schleusen *D* versehen sind. Der Wassereinlass geschieht durch die Schleuse bei *E* (Fig. 60). Das Ablassen des Wassers geschieht zweckmässig durch Schleusen mit Setzbalken, welche im Verhältniss der vor sich gehenden Ablagerung ausgehoben werden.

B. Entwässerungen zur Vermeidung von Erdrutschungen.

Wenn der Erdboden von solcher Beschaffenheit ist, dass derselbe durch Wasserzutritt leicht erweicht wird (bei grösserem Thongehalt), oder wenn sich in demselben s. g. wasserführende Schichten befinden, welche durch Wasserzutritt schlüpfrig werden, so können bei geneigtem natürlichem Gelände, oder bei künstlichen Böschungen, durch die Einwirkung des Grundwassers s. g. Erdrutschungen eintreten, welche in gewissen Fällen, namentlich bei den Verkehrswegen, mit bedeutenden Schäden und Verkehrsstörungen verbunden sein können. Als Mittel hiegegen kommen Entwässerungsanlagen zur Anwendung, welche zum Zwecke haben, das die Erdbewegungen verursachende Wasser aufzufangen und abzuleiten. Man benutzt hiezu, je nach den örtlichen Verhältnissen, theils die vorgenannten Entwässerungsarten mittels Gräben oder gewöhnlicher Drains, theils s. g. Sickerschlitze oder Tiefdrains, theils s. g. bergmännische Entwässerungen mittels Stollen und Schachten.

Gewöhnliche Entwässerungsgräben können hiebei am einfachsten zur Anwendung kommen in Form von Saumgräben oder Abfangegräben, zum Abfangen des dem fraglichen Rutschterrain von höher gelegenen Gebieten zufliessenden Tagewassers. Auch kann mittels Gräben nebst Drains eine Entwässerung derartiger höher gelegener Gebiete in Frage kommen, um hiedurch ein Durchsickern des Tagewassers von diesen Gebieten in den Rutschboden zu vermeiden.

Taf. X, Fig. 41. Entwässerung einer Einschnitt-Böschung mittels gewöhnlicher Röhrendrainage, bei einem Boden, welcher durch Erweichung der obersten Erdschicht der Böschung zum Abrutschen geneigt ist. Die Böschung ist hier mit Bermen versehen, unter welchen die Drains in der Längenrichtung nur so tief verlegt sind, dass hiedurch die oberste Erdschicht entwässert wird.

» Fig. 42—45. Entwässerung von Böschungen an der Ausmündung

von wasserführenden Schichten. Wenn wasserführende Schichten in Böschungen ausmünden, so können hiebei Erdrutschungen dadurch bedingt sein, dass durch das abfliessende Wasser entweder Erdmassen von der Böschung losgelöst und fortgespült werden, oder die Erde unter der Böschungsfläche erweicht wird und durch Minderung des Kohäsionswiderstandes die für die Stabilität erforderliche Konsistenz verliert. Dies kann oft durch Anlage von Drains vermieden werden, welche unmittelbar vor die Ausmündung der wasserführenden Schicht verlegt werden, und so das Wasser vor dem Austritt in die Böschung auffangen. Zu dem Behufe muss der Draingraben bis in das unter der wasserführenden Schicht befindliche wasserdichte Erdreich niedergeführt sein. — Fig. 42 zeigt einen Fall, wo zwei dünnere unmittelbar über einander befindliche wasserführende Schichten *a* und *b* durch einen kombinirten Stein- und Röhrendrain entwässert sind. In Fig. 43 ist *a b* eine wasserführende Fläche zwischen einer oberhalb befindlichen durchlässigen Erdschicht und der unteren undurchlässigen Erdmasse, wobei behufs Entwässerung ein doppelter Röhren- und Steindrain zur Anwendung kam. Fig. 44 und 45 sind zu gleichem Zwecke angewendete Steindrains, bei der letzteren Anordnung unter Anwendung von Ziegeln zur Bildung der Sohlenrinne.

Taf. X, Fig. 46. Ansicht einer mittels geneigter Drains entwässerten Böschung, statt der Anordnung Fig. 41 mit parallelen in der Längenrichtung laufenden Drains. Diese Anordnung kann sowohl gegen ein Durchweichen der Erde unter der Böschungsfläche wie bei Fig. 41, als auch bei vorhandenen wasserführenden Schichten in Frage kommen, wenn dieselben mehr oder weniger zersplittert über der ganzen Böschungsfläche ausmünden.

Derartige Entwässerungen mittels gewöhnlicher, auf kleinere Tiefen reichender Drainagen, genügen jedoch gewöhnlich nicht zur Vermeidung von Erdrutschungen, wenn die wasserführenden Schichten bei entsprechender Neigung durch Wasserzutritt schlüpfrig werden und dadurch zu Verschiebungen der darüber befindlichen Erdmassen Anlass geben, oder wenn die Erdmassen durch Wasseraufnahme bis auf grösseren Tiefen erweicht werden und dadurch in Bewegung gerathen.

Gewöhnliche Drains können in solchen Fällen nur dann mit Erfolg zur Anwendung kommen, wenn derartige wasserführende Schichten stellenweise so nahe an der Oberfläche liegen, dass die Drains in früher geschilderter Weise bis in den wasserdichten Boden reichen und so das vom oberen Theil der wasserführenden Schicht kommende Wasser auffangen. Befinden sich aber derartige Schichten in grösserer Tiefe oder wenn die Erdmassen bis zu grösser Tiefe erweicht werden, so werden zu ihrer Entwässerung s. g. Sickerschlitze (Tiefdrains) oder unterirdisch ausgeführte Entwässerungs-Stollen und Schachte nebst anderen Entwässerungsarten angewendet, wie solche in einzelnen Fällen mit mehr oder weniger gutem Erfolg zur Ausführung gekommen sind.

Sickerschlitze sind Drains, welche sich von gewöhnlichen Steindrains bezw. Sickerdohlen hauptsächlich nur durch ihre grössere Tiefe und Breite unterscheiden. Erstere beträgt bis zu etwa 10 m und mehr, während die Breite gewöhnlich ca. 1 m beträgt, aber auch 1,5 bis 2,0 m erreicht. Die Seitenwände der Sickerschlitze werden gewöhnlich lothrecht, zuweilen aber auch mit einer kleinen Anlage,

unter Benutzung von Absteifungen ausgeführt. Die Sohle soll wo möglich 0,2 bis 0,3 m tief in den undurchlässigen Boden eingreifen und erhält eine muldenförmige oder dachförmige Vertiefung von etwa 0,1 bis 0,2 m, welche bei weniger dichtem Boden mit Pflastersteinen in Cementmörtel, Thon, oder mit einer Betonschüttung von etwa 0,3 m Dicke belegt wird. Die Füllung besteht gewöhnlich aus Steinmaterial von etwa 1 m bis zu mehreren Metern Höhe, worauf entweder Schotter und dann Erde, oder nur letzteres Material folgt. Der untere Theil besteht entweder nur aus Steinschüttung, oder es werden gewöhnlich auch hier wie bei den Steindohlen Abzugskanäle aus Steinplatten, Ziegeln oder Drainröhren angeordnet. Bei Mangel an Steinmaterial sind auch hier andere Füllungen, bestehend aus Prügelholz, Faschinen etc. zur Anwendung gekommen.

Taf. X, Fig. 47. Sickerschlitz zur Entwässerung von Einschnittböschungen bei der österr. Südbahn. Die Füllung besteht hier aus einer ca. 4 m hohen Steinschüttung mit viereckigem Steinplattenkanal auf gepflasterter Sohle. Zur Ableitung des Wassers steht dieser Kanal stellenweise durch Querkanäle *BC* mit dem Bahngraben in Verbindung.

Taf. I, Fig. 7—8. Einschnitt-Entwässerungen durch Sickerschlitze bei der Kinzigbahn. Hier war der Boden so reichlich mit Wasser gesättigt, dass an ein Abgraben der bezüglichen Einschnitte erst nach vollzogener Entwässerung gedacht werden konnte, da sonst sowohl die Arbeit beim Abgraben erschwert, als auch Bewegungen des Erdreichs zu befürchten gewesen wären. Die Sickerschlitze erhielten Seitenwände mit $^1/_{10}$ Anlage und wurden bei einer Tiefe von 5 bis 6 m gänzlich mit Steinen gefüllt und mit Sohlenkanälen versehen.

Bei dem in Fig. 8 dargestellten Einschnitt (1 km oberhalb der Haltstelle Scheckenzell) bestand der Boden nach den Ergebnissen von Probegruben aus Bundsandstein-Geröllе, Granit-Gerölle und sandhaltiger Thonerde, welche theils schichtenartig von jenen Materialien getrennt, theils mit denselben innig verbunden war. Die Entwässerung geschah in drei Höhenlagen, die eine am oberen Rand der Böschung, eine zweite in der Mitte derselben und eine dritte unter dem Bahngraben, sämmtlich so angelegt, dass sie in der Höhenlage einander deckten. Erst nach Entwässerung und Austrocknung einer Lage wurde dieselbe ausgehoben, hierauf erst der zweite Sickerschlitz ausgeführt und dann die zweite Lage in Angriff genommen u. s. w. bis zur Vollendung des Einschnittes (HZ. 1893, S. 438).

» Fig. 9. Sickerschlitz bei der Entwässerung eines abgerutschten Bergabhanges bei Dienheim in Rheinhessen. Die Sohle erhielt hier einen Röhrendrain mit Schotterüberschüttung. Der Kostenersparniss wegen wurde der Steinsatz nicht in der ganzen Breite des Grabens durchgeführt, sondern nur in einer Stärke von 0,5 bis 0,6 m anlehnend an die Bergseite des Querprofils, während der Rest des Grabens nach der Thalseite zu mit dem Aushubmaterial hinterfüllt wurde (DB. 1888 N:o 64).

Taf. X, Fig. 48—49 c. Entwässerungen von Berglehnen mittels Sickerschlitzen bei der ungarischen Ostbahn. Beim ersteren Beispiel zeigt Fig. 48 den Lageplan einer Berglehne und eines Eisenbahneinschnittes und Fig. 48 a das Querprofil der für die Entwässerung angewendeten Sickerschlitze. Wie aus der Figur zu ersehen, bestand hier der Boden aus einer geneigten wasserführenden Schicht *b* von ca. 6 m Mächtigkeit. Die Entwässerung geschah durch einen in entsprechender Entfernung oberhalb des Einschnittes parallel zu demselben angelegten Sickerschlitz *a b* (Fig. 48), welcher auf die ganze Höhe der wasserführenden Schicht mit Steinschüttung *A* und Schotter *B* (Fig. 48 a) gefüllt ist, und so die

Wasserzufuhr zum unterhalb befindlichen Theil der wasserführenden Schicht abschneidet. Von diesem Schlitz geschieht die Ableitung des Wassers durch Querschlitze *am, bn* - - nebstdem dieselben auch zur Entwässerung des von ihnen durchschnittenen Gebietes beitragen.

Fig. 49 zeigt den Lageplan einer anderen in Bewegung gerathenen Berglehne von grösserer Länge, oberhalb der Eisenbahnlinie *AB*. Deren Entwässerung geschah theils durch oberirdische Gräben *a, b, c*, theils durch Sickerschlitze II, III, IV, VII (Fig. 49 a), deren Querprofil aus Fig. 49 a zu ersehen ist. Die Ableitung des Wassers von diesen Sickerschlitzen an die Oberfläche geschieht unterhalb der Eisenbahnlinie, theils durch besondere Ableitungsschlitze XII (Fig. 49 b) theils durch Entwässerungsstollen VIII (Fig. 49 c).

Taf. X, Fig. 50. Absteifung der Sickerschlitze während der Ausführung.

» Fig. 50 a—52. Weitere Anordnungen an der Sohle der Sickerschlitze. Fig. 50 a ist eine in Deutschland angewendete Anordnung, bestehend aus einem Röhrendrain mit darüber gebauter Steinplattendohle. Fig. 51 zeigt die Anwendung von mehreren mit Schotter überdeckten Drainröhren in zwei Reihen (österr. Südbahn), während Fig. 52 eine besonders in Frankreich und Italien gebräuchliche Anordnung mit betonirter Sohle darstellt.

Von anderen, in einzelnen Fällen mit Erfolg angewendeten Entwässerungsarten mögen folgende angeführt werden:

Taf. X, Fig. 53—53 c. Entwässerung von Berglehnen mittels artesischer Brunnen, wie solche bei der ungarischen Ostbahn zur Anwendung gekommen sind. Dieses Verfahren besteht in der Ausführung von Drains in Form von lotbrechten Brunnen, in welchen das im Erdinneren bei geneigten wasserführenden Schichten unter Druck befindliche Wasser zur Oberfläche emporsteigt, um dann von den Brunnenmündungen in gewöhnlichen Gräben abgeleitet zu werden. Fig. 53 zeigt im Lageplan die Brunnen *a b* mit den von denselben ausgehenden Gräben, während Fig. 53 a den Vertikalschnitt eines Brunnens darstellt. Letztere sind entweder wie in diesem Beispiel Schachtbrunnen mit abgesteiften Wänden, oder es werden dieselben als Rohrbrunnen ausgeführt, welche wie in Fig. 53 b—53 c nach Herausnahme des Rohres mit Schotter gefüllt werden und dann nach Art der Steindrains wirken.

Ein eigenartiges Entwässerungsverfahren ist das nachfolgende, welches in neuester Zeit in Italien zur Anwendung gekommen ist.

Taf. J, Fig. 10. Entwässerung der Einschnittböschungen bei der Eisenbahnlinie Girgenti-Caltanisetta in Sicilien, welche das besonders zu Rutschungen neigende Gebiet der Schwefelgruben durchschneidet. Hiebei handelte es sich darum, das Erdreich zu beiden Seiten des Einschnittes und unter dem Geleis gründlich zu entwässern und das Eindringen der Niederschläge in den Untergrund zu verhindern. Zu dem Zwecke wurde der gewachsene Boden beiderseits terrassenförmig abgestochen und an der Rückwand jeder Terrasse eine Trockenmauer angebracht, längs deren Fuss ein Sickerkanal läuft. Der am oberen Rand der Böschung angelegte Fanggraben und die Bahngräben sind mit wasserdichtem Mörtel abgepflastert und zieht sich längs der Innenseite eines jeden Grabens ein Sickerschlitz. Die Böschung selbst ist aus undurchlässigem, auf den Terrassen sorgfältig festgestampftem Boden hergestellt. Hiedurch findet das Grundwasser des hinter den Entwässerungsanlagen befindlichen Bodens einen guten Abfluss, während die vorne befindlichen trockenen Erdmassen durch ihr Gewicht dem allfälligen Andringen der aufgeweichten Erdmassen widerstehen (CBl. 1892, N:o 21).

Die Entwässerung mittels Stollen und Schachten (bergmännische Entwässerung) besteht in der Anlage von unterirdisch ausgeführten gewöhnlichen

Stollen und Schachten, wie solche im Bergbau üblich sind, welche dann in gleicher Weise wie die gewöhnlichen Drains und Sickerschlitze das Wasser aus dem umgebenden Boden aufsaugen und ableiten. Handelt es sich hiebei um die Entwässerung einer Rutschfläche unter einer wasserführenden Schicht, so werden längs derselben entweder einzelne oder ein ganzes Netz von entwässernden Stollen ausgeführt, welche entweder unmittelbar von Abhängen aus, oder von der Sohle von abgeteuften Schachten ausgehend vorgetrieben werden. Sollen dagegen Abhänge mit bis in grössere Tiefen durchweichten Erdmassen entwässert werden, so kann dies durch Anlage eines in entsprechender Entfernung hinter dem Abhange ausgeführten lothrechten Netzes von Schachten und Stollen geschehen, welche die von oben kommenden Wässer abfangen und so die vorne befindlichen Erdmassen entwässern.

Taf. X, Fig. 54—54 a. Entwässerung eines Rutschabhanges oberhalb eines Einschnittes der Moselbahn bei Ehrang mittels Stollen und Schachten. Wie aus dem Querschnitt Fig. 54 a zu ersehen, ist dies ein Beispiel der obgenannten ersteren Art, wobei der in ungefähr 12 m Tiefe befindliche geneigte Felsboden *AB* eine Rutschfläche bildet, auf welcher nach Störung des Gleichgewichts durch die Ausführung des Einschnitts die darüber befindlichen Erdmassen abzurutschen begannen (der Massstab soll 1 : 2000 sein). Zur Hintanhaltung der Bewegung wurde die Rutschfläche durch ein System von Stollen *a* entwässert, welche theils vom Fusse der Böschung aus, theils von der Sohle von Schachten *b* vorgetrieben wurden.

» Fig. 55—55 c. Entwässerung einer Berglehne mittels Schachten und Stollen bei der Brenner-Bahn in Tirol. Hier war der Boden von der Beschaffenheit, dass er durch Wasserzutritt in grösseren Massen durchweicht und schlüpfrig wurde und in Bewegung gerieth, weshalb die Entwässerung durch Anlage einer aus Schachten und Stollen bestehenden drainirenden Wand in ca. 40 m Entfernung von der Bahn geschah. Die Ableitung des Wassers von dieser Wand geschieht durch unter der Bahn ausmündende Ableitungsstollen. Fig. 55 b und 55 c zeigen die Querprofile der dort angewendeten Stollen.

» Fig. 56—56 b. Sicherung eines abgerutschten Eisenbahndammes mittels Entwässerungsstollen. Fig. 56 zeigt den Grundriss des mit der obersten Erdschicht abgerutschten Dammes, bei der Station Willmenrod der Westerwaldbahn, wobei die Form der unteren Böschung vor und nach der Abrutschung zu ersehen ist (erstere durch eine punktirte Linie angedeutet). Zur Verhinderung einer weiteren Bewegung wurde bei *f* ein bis zur wasserführenden Rutschschicht reichender Schacht abgeteuft und von dessen Sohle längs jener Schicht ein unterhalb des Dammes ausmündender Haupt-Stollen, sowie von diesem ausgehend eine Anzahl Zweigstollen vorgetrieben. Ersterer erhielt ein Querprofil entsprechend Fig. 56 b und letztere entsprechend Fig. 56 a. Ausserdem wurde zur Abfangung des von der Bergseite gegen den Damm kommenden Wassers auf der Rückseite des Dammes ein Sickerschlitz *g h* angelegt, welcher in den Schacht *f* einen Abfluss findet. Von hier aus wird das Wasser durch den Hauptstollen mittels eines eisernen Rohres von 0,5 m Weite unmittelbar abgeführt (vergl. Fig. 56 b).

Die Entwässerungsstollen erhalten gewöhnlich ein trapezförmiges Querprofil von etwa 1,4 m unterer und 1,0 bis 1,2 m ober Breite und 1,5 bis 2 m Höhe. Ihre Ausführung geschieht immer entsprechend Fig. 56 a unter Benutzung

einer Absteifungszimmerung, bestehend aus viereckigen Holzrahmen in der Querrichtung, in gegenseitigen Abständen von etwa 1,0 bis 1,5 m, und einer Bretterverschalung an Seitenwänden und Decke. Zur Sicherung der aufrechten Lage der Rahmen sind dieselben an den Ecken durch in der Längenrichtung laufende Stempel gegenseitig abgesteift. Da die Haltbarkeit dieser Zimmerung nur eine beschränkte ist, so werden die Entwässerungsstollen zur dauernden Sicherung ihrer Funktion, mit Steinmaterial gefüllt und erhalten zur besseren Ableitung des Wassers an der Sohle gewöhnlich einen Ableitungskanal aus Steinplatten oder einen oder mehrere Drains (vergl. Fig. 55 b).

Taf. X, Fig. 57—57 a, 58. Verschiedene Anordnungen der Sohle der Entwässerungsstollen. Die ersteren zwei Figuren zeigen einen Stollen vor und nach der Füllung mit Steinmaterial, während aus Fig. 58 ein Stollen mit betonirter Sohle zu ersehen ist, welche Anordnung bei nachgiebigem Grund erforderlich sein kann.

Die Schachte erhalten eine Absteifungszimmerung gleicher Art wie die Stollen.

VII. Bewässerung von Ländereien.[1])

Die Bewässerung von Ländereien umfast die Anlagen für die Zuführung von Wasser zu denselben, behufs Beförderung des Wachsthums. Die Bewässerung kann eine Anfeuchtung, Düngung oder eine Regelung der Temperatur des Bodens bezwecken, nebstdem dieselbe eine bodenreinigende und entsäuernde Wirkung hat. Die feuchtende Bewässerung pflegt meistens im Sommer erforderlich zu sein, während die düngende Bewässerung im Frühjahr und Herbst und die stellenweise gebräuchliche Bewässerung behufs Regelung der Temperatur (durch Zuführung von wärmerem Wasser als der Boden) gleichfalls im Herbst angewendet zu werden pflegt.

Während die feuchtende Bewässerung hauptsächlich in südlichen Ländern erforderlich ist, wird die düngende Bewässerung vielfach in Mitteleuropa und in den nördlichen Ländern angewendet.

Die Bewässerung ist nur dann am Platz, wenn alles überschüssige Wasser dem Boden wieder entzogen werden kann, daher mit jeder Bewässerung gleichzeitig auch eine (ober- oder unterirdische) Entwässerung verbunden sein soll.

Das zu den Bewässerungen erforderliche Wasser wird aus Quellen, Flüssen Seen und Stauweihern entnommen und ist die erforderliche Wassermenge von der Benutzungsart, der Bodenart, dem Klima, der Jahreszeit und der Beschaffenheit des Wassers abhängig. Je düngreicher das Wasser, desto kleiner ist im Allgemeinen dessen erforderliche Menge, daher schlammführende Hochwässer zu Bewässerungen am besten geeignet sind. In Deutschland pflegen im Allgemeinen zu einer erfolgreichen Wiesenbewässerung 10 bis 15 *l* pro Sekunde und *ha* als erforderlich angesehen zu werden, es können aber zur Erzielung von fortdauernd guten Ernten an Heu und Obst bei sandigem Lehmboden mindestens 50 *l*, bei magerem Boden und nährstoffarmen Wasser bis zu 100 *l* Sek./ha erforderlich sein. Von dem zugeführten Wasser wird erfahrungsgemäss bei schwerem Lehmboden

---

[1]) Die Ent- und Bewässerungen von Ländereien werden auch Meliorationen genannt.

etwa $^1/_4$, bei mildem Lehmboden etwa $^1/_3$, bei sandigen Lehmboden und lehmigem Sandboden etwa $^1/_3$ bis $^1/_2$ und bei leichtem Boden mehr als die Hälfte von den Pflanzen aufgenommen, verdunstet und vom Boden kapillar festgehalten, während der Rest theils in den Boden versickert, theils durch die Entwässerungsgräben abgeführt wird. Man pflegt die Bewässerung bei schwerem Boden etwa alle 15 Tage und bei sehr leichtem Boden alle 5 Tage, im Mittel alle 8 bis 10 Tage vorzunehmen.

Es giebt folgende Bewässerungsarten: 1. Einstauung, 2. Überstauung, 3. Stauberieselung und 4. Berieselung. Hievon pflegen die ersteren zwei für alle Kulturarten, die letztere dagegen hauptsächlich nur beim Wiesenbau zur Anwendung zu kommen.

1. Einstauung.

Dieses Verfahren besteht in der Verhinderung des Wasserabflusses von den bestehenden Entwässerungsanlagen, eventuell auch in der Einleitung von Flusswasser in die letzteren.

Taf. X, Fig. 61—61 a. Darstellung der Bewässerung mittels Einstauung. Die Hemmung des Wasserabflusses geschieht durch Schliessung der Schleuse *a* am Hauptgraben. Zu Zeiten wo dies nicht genügt, kan mit Hilfe eines beweglichen Wehres bei *b* Wasser vom Flusse in die Entwässerungsgräben eingeleitet werden.

2. Überstauung.

Hier wird das Wasser auf das von Erddämmen (Deichen) umschlossene Gebiet eingelassen und nach genügender Durchfeuchtung des Bodens und Ablagerung der Sinkstoffe wieder abgelassen. Dieses Verfahren ist daher nur bei Gebieten von kleinerem Gefälle anwendbar. Grössere Gebiete werden durch Zwischendämme in Bewässerungsabschnitte (Reviere) abgetheilt, die unabhängig von einander bewässert werden können und die auch bei grösserem Gesammtgefälle an den unteren Seiten keine wesentlich grösseren Dammhöhen erfordern.

Taf. X, Fig. 62—62 a. Beispiel der Überstauung. Die Zufuhr des Wassers geschieht mittels eines mit einer Einlassschleuse *a* versehenen Hauptzuleitungskanals und die Ableitung desselben durch Öffnen der Ablassschleuse *b* am unteren Ende des Gebietes. Zur Ableitung des überschüssigen Wassers nach vollbrachter Bewässerung dienen die Entwässerungsgräben *g*. Die Wassertiefe kann an den unteren Dämmen bis zu ca. 0,6 m betragen. Die Dämme werden 0,3 bis 0,4 m höher als der normale Wasserstand aufgeführt und erhalten eine Kronenbreite von 1 bis 1,5 m sowie 3 bis 4 fache innere und 1 $^1/_2$ fache äussere Böschungen.

3. Stauberieselung.

Dieses Verfahren hat die gleiche allgemeine Anordnung wie das vorige und unterscheidet sich von demselben nur dadurch, dass man unter Beibehaltung

der normalen Stauhöhe in den Revieren, durch entsprechende Stellung der Zu- und Abflussschleusen, das Wasser durchströmen lässt. Hiedurch werden nicht nur die Sinkstoffe abgelagert, sondern es wird auch dem Boden mehr Sauerstoff und Kohlensäure zugeführt als beim vorigen Verfahren. Die Wassertiefe beträgt hiebei im Minimum vor dem oberen Damm etwa 0,02 m und vor dem unteren etwa 0,15 m.

Die Stauberieselung ist bei den italienischen Sommerwiesen schon seit langer Zeit üblich, während dieses Verfahren in Deutschland erst in neuerer Zeit eingeführt wurde.

Taf. J, Fig. 11. Ent- und Bewässerung der Bruchhausen-Thedinghausener Niederung. Diese Niederung in der Prov. Hannover ist mit ihrem Genossenschaftsgebiet von 4,800 *ha* die grösste derartige Anlage in Mitteleuropa. Das Gebiet liegt hinter dem Winterdeiche der Weser, von wo sich der Hauptzuleitungskanal (mit einem Gefälle 1 : 5820 bis 1 : 4000) von einer Einlassschleuse bei Hoya abzweigt und das Bewässerungswasser in mehreren Zweigkanälen über die Marschniederung leitet. Die Ableitung des überschüssigen Bewässerungswassers erfolgt durch die natürlichen Wasserzüge nach den Flussgebieten der Eiter und Ochtum, welche beide wieder in die Weser einmünden.

Es kommt hier die düngende Bewässerung durch Zuführung von schlammhältigem Wasser der Weser nach dem Systeme der Stauberieselung zur Anwendung, zu welchem Zwecke die einzelnen Stauabschnitte (Reviere, 54 an der Zahl) an drei Seiten durch Abschnittsdämme eingeschlossen sind, während die vierte obere Seite durch den Zuleitungskanal abgeschlossen ist. Man wählte dieses System, da für die s. g. wilde Berieselung das vorhandene Flächengefälle (Längengefälle 1 : 2500 und Quergefälle 1 : 5700 bis 1 : 1470) nicht genügend war, und die Herstellung von Hängen und Rücken zu grosse Kosten verursacht hätte (400 bis 500 Mk. f. d. *ha*), und da hiebei durch die schmalen Beete auch die Beweidung der Grundstücke erschwert worden wäre.

Die Zuleitung des Wassers aus dem Hauptzuleitungskanal oder aus den Zweigkanälen erfolgt an der oberen Seite jedes Stauabschnittes durch Schleusen. Die Ablassschleuse am unteren Ende jedes Abschnittes bleibt nach dem Öffnen des Einlasses so lange geschlossen, bis der dem Abschnitte entsprechende Normalwasserstand erreicht ist, wonach die Schleuse so weit geöffnet wird, dass die abfliessende Wassermenge dem Zufluss entspricht, also der Normalwasserstand erhalten bleibt.

Der sekundliche Wasserbedarf wurde für den grössten Theil der Flächen mit 15 *l/ha* und für die hoch gelegenen Grundstücke, welche nur kurze Zeit bewässert werden, mit 20 *l/ha* angesetzt. Mit Rücksicht auf die Wasserverluste werden ca. 8 % mehr zugeführt.

Die einzelnen Stauabschnitte sind so angelegt, dass die Abschnittsgrenzen möglichst mit den Parcellen- und Gemarkungsgrenzen zusammenfallen. Der obere und untere Damm jedes Abschnittes haben 1,5 m Kronenbreite $1\,^1/_2$ fache äussere und 3 fache innere Böschung und die beiden seitlichen Leitdämme 1,0 m Kronenbreite und beiderseitige $1\,^1/_2$ fache Böschungen. Die Krone der Dämme steht 0,4 m über dem Normal-Stauspiegel.

Bei der Projektirung der Anlage wurde unter Annahme, dass der wirtschafliche Wert von 100 kg Heu nach Abzug aller Kosten 3 Mk beträgt, der geschätzte Mehrertrag der düngenden Bewässerung von zwischen 30 und 54 Mk, im Mittel 43,44 Mk für 1 *ha* angenommen (CBl. 1885, S. 401—HZ. 1892, S. 27).

4. Berieselung.

Bei diesem hauptsächlich beim Wiesenbau angewendeten Verfahren, lässt man das Wasser, ohne es aufzustauen, gleichmässig über die betreffenden Flächen abfliessen, so lange, bis der Boden in genügendem Grade durchfeuchtet ist.

Man unterscheidet die s. g. natürliche (wilde) Berieselung und die künstliche Berieselung (rationeller Wiesenbau). Bei der wilden Berieselung wird das Wasser durch die Zuleitungskanäle den höchst gelegenen Punkten des Gebietes zugeführt und ohne weitere Bearbeitung des Bodens über die Flächen abfliessen gelassen. Dieses Verfahren hat den Vortheil verhältnissmässig kleiner Anlagekosten, jedoch den Nachtheil eines geringeren Erfolges bei verhältnissmässig grossem Wasserverbrauch und wird daher gewöhnlich nur als Vorbereitung für die künstliche Bewässerung angewendet. Ferner kommt die Berieselung bei grösserem Gefälle des Geländes als s. g. Hangbau und bei kleinerem Gefälle als Rückenbau zur Anwendung.

a. Hangbau mit oberirdischer Entwässerung.

Dieses Verfahren kommt bei einem Gefälle von wenigstens 2 bis 2 ½ % (1 : 50 bis 1 : 40) in der Art zur Anwendung, dass man das Wasser in der Richtung des Gefälles über die zu bewässernden Flächen abfliessen lässt.

Taf. X, Fig. 63. Natürlicher Hangbau ohne besondere Entwässerungsanlagen. Die Wasserzufuhr geschieht hier oberhalb des zu bewässernden Gebietes durch einen Haupt-Zuleitungskanal (Zubringer) *b c*, von welchem sich Vertheilungsgräben *c e* in der Richtung des Gefälles verzweigen. Von diesen verzweigen sich sodann in der Richtung der Höhenkurven die eigentlichen Bewässerungsgräben (Rieselrinnen) *d* in gegenseitigen Abständen von etwa 8 bis 12 m, von welchen das Wasser über das Gebiet abfliesst. Hiebei gelangt das Wasser in die Rieselrinnen durch Aufstauen desselben in den Vertheilungsgräben mittels Schleusen (Handschützen) *s*. Nach vollbrachter Bewässerung und Schliessung der Vertheilungsgräben bei *c*, sammelt sich das überschüssige Wasser in den Rieselrinnen und findet von hier durch die Vertheilungsgräben einen Abfluss.

Die Vertheilungsgräben erhalten eine Tiefe und Sohlenbreite von ungef. 0,3 m und die Rieselrinnen eine Breite von 0,2 bis 0,3 m und eine Tiefe von 0,2 bis 0,25 m.

» Fig. 64. Natürlicher Hangbau mit Entwässerungsgräben. Dieses in der Rheinpfalz vorkommende Beispiel zeigt eine Bewässerungsanlage, wobei das Wasser aus einem mittels Thalsperre *AD* gebildeten Reservoir *R* entnommen wird. Die Bewässerungsanlage besteht auch hier aus dem Hauptzuleitungskanal *a*, den Vertheilungsgräben *b* und den Rieselrinnen *c*, während die Entwässerung durch die unmittelbar hinter den Rieselrinnen gelegenen Abzugsgräben *d* und die Sammelgräben *e* stattfindet.

» Fig. 65. Hangbau mit geneigten Rieselrinnen und mit Wiederbenutzung des durch die Abzugsgräben abgeleiteten Wassers zur Bewässerung eines tiefer liegenden Reviers.

Taf. XI, Fig. 1—1 a. Kunsthangbau, wobei der Boden entsprechend dem Querprofil

Fig. 1 a in künstlicher Weise so hergerichtet ist, dass die einzelnen Rieselflächen ein stärkeres Gefälle haben, als das ursprüngliche Gefälle des Bodens.

» **XI**, Fig. 2—2 a. Kunsthangbau gleicher Art wie im vorigen Beispiel, jedoch mit Wiederbenutzung des von den Entwässerungsgräben *d* aufgenommenen Wassers zur Bewässerung der tiefer liegenden Flächen.

b. Rückenbau.

Wenn das Gefälle des Bodens kleiner ist als etwa 2 % (1 : 50) kann die Bewässerung nach dem Rückenbau-Systeme in der Art geschehen, dass der Boden zu dachförmigen Rücken von etwa 20 bis 50 m Länge, 10 bis 40 m Breite und einem Quergefälle der Seitenflächen von etwa 1 : 6 bis 1 : 4 hergerichtet wird, längs deren oberster Grathe die Bewässerungsgräben geleitet sind, so dass das Wasser durch Überlaufen von deren Kanten über die Flächen niederrinnt. Die Entwässerung geschieht durch am Fusse der Flächen angelegte Abzugsgräben.

Taf. **XI**, Fig. 3—3 a. Natürlicher Rückenbau an der Saale bei Föhrbau (Oberfranken). Das bezügliche Gebiet ist ein Wiesenkomplex von 14,3 *ha* mit kleinerem Gefälle nach dem Flusse zu. Die Wasserentnahme aus dem Flusse geschieht mit Hilfe eines eisernen Schützenwehres *S* (beschrieben im I. Theil dieses Werkes, Taf. III, Fig. 32—32 a) und verzweigt sich der Hauptzuleitungsgraben bei Erreichung des Gebietes in vier parallel mit dem Fluss verlaufende Bewässerungsgräben, dem entsprechend die Rieselflächen theils nach dem Flusse zu, theils nach entgegengesetzter Richtung abfallen. Durch die Krümmung des Flusses finden die Entwässerungsgräben einen direkten Abfluss in denselben.

Ausser den Stauschützen an den Einläufen zu den Bewässerungsgräben sind auch längs der letzteren in Entfernungen von ca. 20 m kleine Handschützen angebracht (vergl. I. Theil, Taf. III, Fig. 13—14) durch welche eine partielle Bewässerung einzelner Theile bewerkstelligt werden kann. Die Bewässerungsgräben haben 0,7 m Sohlenbreite, 0,6 m Tiefe und eine Böschungsanlage von 1 : 1, während die Entwässerungsgräben 1,5 m Sohlenbreite 1,0 m Tiefe und ein Böschungsverhältniss von 1 : 1 haben.

Diese Wiesen werden im Sommer nur anfeuchtend bewässert, während im Frühjahr und Herbst düngende Bewässerung zur Anwendung kommt.

Die Anlagekosten betrugen ohne Schleusen 2,400 Mk pro *ha* und mit Einschluss derselben 7,600 Mk pro *ha*. Der Ertrag belief sich vor Einführung der Bewässerung auf 30 Ctr. und nach deren Einführung auf 110 Ctr. Dünnfutter pro *ha*.

» Fig. 4—4 b. Kunst-Rückenbau in der gewöhnlichen Anordnung, wobei *a* der Hauptzuleitungsgraben, *b* die Bewässerungsgräben, *c* die Entwässerungsgräben und *d* den Hauptableitungsgraben vorstellen. Gewöhnlich wird der Hauptzuleitungsgraben in der Richtung des grössten Gefälles geführt.

» Fig. 5—5 b. Allmähliche Ausbildung der Rücken unter Benutzung des Aushubmateriales von den Gräben.

» Fig. 6. Anordnung von Zwischengräben *b* bei Rücken von grösserer Breite, zur Hemmung des abfliessenden Wassers.

» Fig. 7—8 a. Kunst-Rückenbau mit Wiederbenutzung des von den Entwässerungsgräben abgeführten Wassers zur Bewässerung tiefer liegender Komplexe.

c. Hangbau mit unterirdischer Entwässerung.

In Anbetracht der früher angeführten Vortheile der Drains, gegenüber offenen Entwässerungsgräben, kommen auch erstere beim Hangbau entsprechend den nachfolgenden Beispielen zur Anwendung.

Taf. XI, Fig. 9. Hangbau mit Drainage, wobei die Saugdrains *d* in der Richtung des Gefälles, parallel mit den Vertheilungsgräben *b* und die Sammeldrains e_1 winkelrecht dagegen angeordnet sind. Die Ableitung des Drainwassers geschieht hier in einen Abzugsgraben *ff*.

» Fig. 10. Hangbau mit Drainage und mit Wiederbenutzung des Drainwassers zur Bewässerung. Hier besteht die Bewässerungsanlage aus dem Vertheilungsgraben *b* und den von demselben ausgehenden Rieselrinnen *c*, während die Entwässerung durch winkelrecht zu den Rieselrinnen laufenden Saugdrains *d* geschieht. Letztere münden in Sammeldrains *e*, welche sich in Bassins *A*, *B*, *C* ergiessen, von welchen wieder das zur Bewässerung der tiefer liegenden Gebiete erforderliche Wasser entnommen wird.

» Fig. 11—11 a. Das Petersen'sche Bewässerungsverfahren. Dieses Verfahren ist ein Hangbau mit Drainage, wobei man das Drainwasser an beliebiger Stelle in die Vertheilungsgräben *b* emporsteigen lassen kann, behufs Bewässerung der unterhalb liegenden Gebiete. Zu dem Behufe sind hier die Saugdrains *d* parallel zu den Rieselrinnen *c* und die Sammeldrains *e* unmittelbar unter den Vertheilungsgräben *b* verlegt. An jedem Kreuzungspunkt der Saug- und Sammeldrains stehen die letzteren mit den Vertheilungsgräben durch Brunnenrohre *V* (Fig. 11 a) derart in Verbindung, dass man durch Niedersenken des an einer Kette *k* hängenden Ventils *g* den Sammeldrain absperren und das Wasser in den Graben emporsteigen lassen kann. Wird dagegen das Ventil emporgezogen, so fliesst das Wasser im Sammeldrain weiter. Der Brunnen besteht im unteren Theil aus gebrannten Thonröhren und im oberen aus einer Holzröhre, behufs grösseren Widerstandes gegen eine Zerstörung durch zufällige Stösse.

Dieses Verfahren ist zwar zweckmässig, kommt aber wegen der hohen Anlagekosten nur selten zur Anwendung.

VIII. Die Schifffahrtskanäle.

Die Schifffahrtskanäle sind künstliche Wasserwege welche entweder als selbstständige Verkehranstalten oder als Verbindungen zwischen natürlichen fahrbaren Gewässern den Schiffsverkehr vermitteln.

Je nach dem Zwecke der Vermittlung des inneren Schiffsverkehrs oder jenes von am Meere verkehrenden Schiffen unterscheidet man Binnenkanäle und Seekanäle. Ferner unterscheidet man Kanäle mit ruhendem Wasser und Kanäle mit Gefälle, bezw. mit beweglichem Wasser. Erstere können aus einer einzigen Strecke, zwischen zwei fahrbaren Gewässern bestehen (Niveaukanäle) oder aus mehreren in verschiedenen Höhen gelegenen Strecken (Haltungen), zwischen denen die Beförderung der Fahrzeuge mittels Schleusen oder mittels anderer Schiffshebevorrichtungen geschieht.

Der Schifffahrtsbetrieb auf den Kanälen umfasst die s. g. Treidelschifffahrt, wobei die Fahrzeuge mittels Pferden etc. und Zugleine vorwärtz gezogen werden, und die Dampfschifffahrt. Erstere lohnt sich noch bei Geschwindigkeiten des Wassers bis zu etwa 1 m, und letztere bis zu ca. 3 m.

Gegenüber den Verkehrswegen zu Land, nämlich den Strassen und Eisenbahnen haben die Schifffahrtskanäle den Vortheil einer bedeutend kleineren Krafterforderniss zur Fortschaffung der gleichen Last. Es verhält sich nämlich die erforderliche Kraft bei Strassen, Eisenbahnen und Kanälen ungefähr wie $1 : {}^1/_5$ bis ${}^1/_{10} : {}^1/_{50}$ bis ${}^1/_{70}$. Dagegen hat der Kanaltransport den Nachtheil einer kleineren Geschwindigkeit, welcher Nachtheil sich umso mehr geltend macht, je kürzer die Haltungen, bezw. je grösser die Anzahl Schleusen. Letztere vertheuern auch den Transport durch die Schleusenabgaben. Es eignet sich daher der Kanaltransport hauptsächlich für Güter von weniger eiliger Art wie dies namentlich bei Naturprodukten der Fall ist. Ein weiterer Nachtheil der Kanäle besteht darin, dass dieselben zur Winterzeit bei eintretender Eisbildung unbrauchbar werden, was in Deutschland bis zu etwa 4 Monaten, in den nördlichen Ländern aber bis zu 6 Monaten des Jahres und länger der Fall ist. Auch können die bei Kanälen erforderlichen Reparaturen an Schleusen etc. — wenn selbe nicht zur Winterzeit vorgenommen

werden können — viel nachtheiligere Verkehrsstörungen zur Folge haben, als dies bei Strassen und Eisenbahnen der Fall ist.

Bei Projektirung eines Kanals handelt es sich um die Feststellung der Trace, bezw. des Lageplanes, des Längen- und Querprofils und der nöthigen Kunstbauten, mit Rücksicht auf die Erfordernisse des Verkehrs und der kleinstmöglichen Anlage- und Unterhaltungskosten.

I. Die Trace und das Längenprofil.

Die Trace eines Kanals ist ansser von der Lage der zu berührenden Endpunkte und Zwischenpunkte hauptsächlich von der Formation des Geländes und von der Rücksicht auf die Beschaffung des nöthigen Speisewassers für den Kanal abhängig. Die Kanallinie soll vorerst, um den Anforderungen des Verkehrs möglichst zu entsprechen, in horizontaler Richtung aus möglichst langen geradlinigen Strecken, mit möglichst grossen Krümmungshalbmessern an den Brechpunkten, und in vertikaler Richtung aus möglichst langen Haltungen bestehen. Nachdem aber ein Kanal aus Einschnitten und Dämmen besteht, so bedingen diese im Allgemeinen umso grössere Erdarbeiten, bezw. Anlagekosten, in je höherem Grad jene Anforderungen erfüllt sind, weshalb sich andererseits die Kanallinie mit Rücksicht auf die Anlagekosten in horizontaler und vertikaler Richtung möglichst an das Gelände anzuschmiegen hat. Unter Beachtung dieser Umstände und mit Rücksichtnahme auf die Anlage der Kunstbauten (namentlich der Schleusen, event. Schiffshebewerke) ergiebt sich die Trace und das Längenprofil des Kanals. [1])

Die in horizontaler Richtung an den Brechpunkten eingefügten Kurven sind Kreisbögen, ohne oder mit parabolischen Übergangskurven (letztere z. B. beim Rhein-Marne-Kanal) und mit einem kleinsten Halbmesser, welcher im Allgemeinen wenigstens gleich sein soll der 6 fachen Schiffslänge. Nach Hagen soll bei Binnenkanälen der kleinste Halbmesser wenigstens 60 bis 80 m betragen, während derselbe bei neueren Kanälen meistens zwischen etwa 100 und 300 m angenommen wird, und zwar soll derselbe bei Binnenkanälen mit Dampfschiffverkehr wenigstens 150 bis 200 m betragen. Bei Seekanälen soll der kleinste Radius etwa 1000 m nicht untersteigen, wie dies beispielsweise beim Nord-Ostsee-Kanal der Fall ist.

Kanäle mit ruhigem Wasser erhalten entweder eine wagrechte Sohle oder man giebt derselben ein kleines Gefälle von etwa $^1/_2$ bis 4 cm pro Kilometer,

---

[1]) Nachdem der praktische Vorgang beim Traciren von Kanälen der Hauptsache nach jenem des Tracirens der Verkehrswege zu Land entspricht, so wird diesbezüglich auf den »Strassenbau« und den »Eisenbahnbau« verwiesen.

damit das Wasser bei der zeitweilig erforderlichen Trockenlegung (behufs Reparaturen etc.) des Kanals einen vollständigen Abfluss findet.

So hat beispielsweise der Nord-Ostsee-Kanal, vom westlichen Ende bei Brunnensbüttel ausgehend, folgende Gefälle nach beiden Enden zu:

km 0—2	2—12	12—25	25—40	40—60	60—95	95—96	96—98
1 : 3,000	1 : 25,000	1 : 33,333	1 : 50,000	1 : 200,000	1 : ∞	1 : 2,000	1 : ∞
33 cm pr. km.	4 cm pr. km	3 cm pr. km	2 cm pr. km	1/2 cm pr. km		50 cm pr. km	

Taf. **XI**, Fig. 12—12 b. Der Saimakanal in Finnland (Lageplan und ein Theil des Längenprofils), Derselbe bildet eine Verbindung des Saima-Wassersystems mit dem Finnischen Busen, zwischen Lauritsala bei Willmanstrand am südlichen Ende des Saima-Sees, und Wiborg (Fig. 12), und dient sowohl für den Prahmenverkehr, als auch für Dampfschiffe. Infolge der um 75,8 m hohen Lage des Saima-Sees über dem Finnischen Busen und des terrassenförmigen Gefälles des Geländes nach Süden, erhielt der Kanal bei einer Gesammtlänge von ca. 59 km eine Anzahl von 14 in derselben Richtung abfallenden Haltungen, mit 15 einfachen bis dreifach gekuppelten Kammerschleusen $S_1 S_2 \ldots$ (Fig. 12 a—12 b).

Der Kanal wurde in den Jahren 1845—56 nach dem Projekte von N. Ericsson, mit einem Kostenaufwande von 12,386,400 Frcs. erbaut. In den ersten 36 Jahren nach der Eröffnung (1851—86) betrugen die Gesammt-Einnahmen rd. 17,93 Millionen Frcs. und die Ausgaben rd. 2,48 Mill., woraus sich somit ein reiner Ertrag von 15,45 Mill. (nahezu 4 %) des Anlagekapitals) ergab.

2. Das Querprofil der Kanäle.

Man hat bei einem Schifffahrtskanal das für denselben geltende normale Querprofil und stellenweise erforderliche Abweichungen von demselben zu unterscheiden. Die Form des normalen Querprofils ist von den Forderungen des Verkehrs und von der Beschaffenheit des Bodens abhängig. Der Verkehr fordert eine so grosse Breite und Tiefe des Wassers, dass die grössten Schiffe in belastetem Zustand überall unbehindert passiren können, während von der Bodenbeschaffenheit die Form der seitlichen Begrenzungen abhängig ist.

Die Breite des Querprofils soll so gross sein, dass zwei von den grössten vollbelasteten Schiffen mit etwa 0,5 bis 1,0 m Spielraum sowohl zwischen den Schiffen als auch gegen die Seitenbegrenzungen, an einander vorbei fahren können, während die kleinste Wassertiefe so gross sein soll, dass unter dem Kiel der am tiefsten gehenden Fahrzeuge wenigstens noch ein Spielraum von 0,3 bis 0,5 m erübigt. Die grösste Schiffsbreite beträgt bei Binnenschiffen etwa 4 bis 8,2 m (letztere z. B. beim Dortmund-Emshafen Kanal), bei Handels-Seeschiffen bis zu ca. 15 m und bei Panzerschiffen bis zu ca. 22 m, während der grösste Tiefgang bezw. 1,3 bis 1,75 m, 8 m und 8,5 m beträgt.

Nachdem ferner bei der Bewegung eines Schiffes im Kanal ein Aufstau entsteht, wodurch die Geschwindigkeit und Lenkbarkeit des Schiffes umso mehr beeinträchtigt und die Ufer durch den Wellenschlag umso mehr angegriffen wer-

den, je kleiner der Wasserquerschnitt F des Kanals im Vergleich zu jenem des eingetauchten Schiffsquerschnittes f ist, so soll das Verhältniss

$$\frac{F}{f} = n$$

ein gewisses Maass nicht untersteigen. Nach den Beschlüssen des internat. Binnenschifffahrts-Congresses in Wien 1886 soll bei 1,75 m Wassertiefe $n \geqq 4$ sein. Bei neueren holländischen Kanälen ist $n = 5$ bis 6 vorgeschrieben. Beim Nord-Ostsee-Kanal ist $n \geqq 6$.

Bezeichnet W den Widerstand des Schiffes im offenen Wasser, so ist nach einer älteren Formel der Widerstand im Kanal

$$W_1 = \left(\frac{8{,}46}{2 + \frac{F}{f}}\right) W.$$

Demnach wäre erst für $F \leqq 6{,}46\, f$ der Widerstand im Kanal gleich jenem im offenen Wasser (Bh.).

Es können aber bei einem Kanal stellenweise Abweichungen von der angenommenen normalen Profilbreite erforderlich sein und zwar können Verbreiterungen nothwendig sein in scharfen Kurven, zur Erleichterung des Durchgangs längerer Schiffe [1]) und bei kurzen Haltungen, zur Vermeidung von zu grossen Senkungen des Wasserspiegels durch den Wasserverbrauch beim Durchschleusen der Schiffe. Auch ist vor den Schleusen eine grössere Breite erforderlich, da hier bei der Lage der Schleuse in der Achse des Kanals ein von derselben austretendes Schiff an einem anderen dort wartenden nicht wie an anderen Stellen seitwärts vorbeifahren kann. Eine Einschränkung der Breite dagegen kann hauptsächlich in Frage kommen, bei tiefen Einschnitten, hohen Dämmen, Kanaltunneln und Kanalbrücken, behufs Einschränkung der Anlagekosten und bei kostbarem Grund zur Minderung der Grundeinlösungskosten. Ausnahmsweise werden Kanäle auch einschiffig mit Ausweichstellen angelegt.

So wurde der Suez-Kanal ursprünglich mit nur 22 m Sohlenbreite ausgeführt, so dass zwei grössere Schiffe an einander nicht vorbeifahren konnten, und wurden

---

[1]) Nach dem Beschlüssen des internat. Binnenschifffahrts-Congresses in Wien 1886 soll die Verbreiterung in Kurven gleich sein der zweifachen Höhe des Bogens, dessen Sehne die grösste Schiffslänge bildet. In Kurven von mehr als 600 m Radius tritt keine Verbreiterung ein.

Beim Rhein-Marne Kanal, wo der kleinste Radius 100 m ist, beträgt die Verbreiterung bei Radien von 100 bis 120 m .. 1,1 m, bei 120 bis 260 m .. 0,8 m, und bei 260 bis 700 m .. 0,5 m.

Beim Nord-Ostsee Kanal beträgt bei Radien die kleiner sind als 2,500 m die Verbreiterung $\left(26 - \frac{R}{100}\right)$ mtr. Beim kleinsten Radius von 1000 m beträgt somit hier die Verbreiterung 16 m.

für dieselben in gegenseitigen Abständen von 10 km breitere Ausweichstellen angelegt. Später wurde das normale Querprofil auf 37 m Bodenbreite erweitert, wodurch die Ausweichstellen überflüssig wurden. Desgleichen ist der Nord-Ostsee Kanal für Kriegsschiffe auf je 12 km mit Ausweichstellen versehen.

Die Wassertiefe beträgt bei den Binnenkanälen etwa 1,5 bis 3,0 m, und bei den Seekanälen 8 bis 9 m. Zuweilen erhalten einzelne Strecken eine grössere Tiefe als die normale, und zwar Scheitelstrecken, welche als Speisebecken dienen, sowie Strecken in Aufträgen, behufs Minderung der erforderlichen Erdmassen und als Ersatz für die grösseren Wasserverluste durch Versickerung, als dies bei Einschnitten der Fall ist.

Beim Dortmund-Emshafen Kanal ist beispielsweise die grösste und kleinste Wassertiefe in Einschnitten bezw. 3,0 und 2,5 m und bei Aufträgen bezw. 4,0 und 3,5 m.

Nach den Beschlüssen des internat. Binnenschifffahrts-Congresses in Wien 1886 wurde für Binnenkanäle in freier Strecke eine Normaltiefe von 2,0 m angenommen. Ausgehend von dieser Tiefe werden auch die Binnenkanäle in 3 Klassen eingetheilt, und zwar I. Kl. bei grösseren Tiefen als 2,0 m, II. Kl. bei 2,0 m Tiefe, und III. Kl. bei kleineren Tiefen als 2,0 m.

Die seitliche Begrenzung der Schiffahrtskanäle besteht meistens aus Erdböschungen mit einem Böschungsverhältniss (Böschungsanlage, vertikale zur horizontaler Projektion) welches gewöhnlich bei Einschnitten zwischen etwa 1 : 1 und 1 : $2\frac{1}{2}$ (1 bis $2\frac{1}{2}$ füssig), und bei Aufträgen (Dämmen) zwischen etwa 1 : 2 und 1 : 3 beträgt (2 bis 3 füssig). Bei Felseneinschnitten erhalten die Seitenwände je nach der Beschaffenheit des Gebirges eine Anlage von etwa 1 : $\frac{1}{6}$ bis 1 : 0 (lothrecht). — Zuweilen werden behufs Einschränkung der Kanalbreite (namentlich bei tieferen Einschnitten) auch bei lockerem Erdboden für den unter Wasser befindlichen Theil lothrechte Seitenbegrenzungen angewendet, bestehend aus Pfahlwänden oder aus Stützmauern.

Da die Böschungen den Angriffen des Wellenschlages ausgesetzt sind (namentlich beim Dampfschiffverkehr), so erhalten dieselben gewöhnlich, in der Höhe der Wasserfläche oder meistens etwa 0,3 bis 1,0 m, bei Seekanälen bis zu 2,5 m tief und mehr unter derselben, wagrechte Absätze (Bermen, Bankette) von etwa 0,5 bis 2,5 m Breite, als Stütze für den oberhalb befindlichen, der Unterwaschung ausgesetzten Theil der Böschung. Je stärker der Wellenschlag, desto tiefer müssen die Bermen liegen. Dieselben werden auch mit Schilf oder Weiden bepflanzt, zum Auffangen und Brechen der Wellen, bevor sie die Böschung erreichen.

Der über der Berme befindliche Theil der Böschung wird im Bereich des Wellenschlages oft besonders befestigt (mit Steinpflaster etc.), während die Böschung unter der Berme zuweilen gebrochen ist, mit Böschungsverhältnissen welche von der jeweiligen Beschaffenheit des Bodens und der Lage der Berme abhängig

sind.[1]) Mitunter wird aber auch der unter Wasser befindliche Theil der Böschung (event. unter Fortlassung der Berme) befestigt.

Für die Treidelschifffahrt wird in einer Höhe von 0,5 bis 2 m über der Wasserfläche ein Ziehweg (Leinpfad, Treidelweg) angelegt, welcher je nach dem erforderlichen Platz für 1 oder 2 Pferde eine Breite von 2 bis 4 1/2 m erhält. Bei Einschnitten erhält derselbe ein bergseitiges Quergefälle, zur Vermeidung eines Niederspülens der Böschungserde in den Kanal.[2]) Der Ziehweg wird meistens nur einseitig angelegt, und befindet sich auf der anderen Seite dann oft nur ein Gehweg (Fusspfad).

Bei seitlicher Begrenzung durch Erddämme sollen diese eine Kronenbreite von wenigstens 2 m erhalten und nach den bei den Staudämmen angegebenen Regeln in gestampften Schichten ausgeführt werden. Zum Auffangen des durchsickernden Wassers werden am Fusse dieser Dämme s. g. Schweissgräben angelegt.

Die über Schifffahrtskanäle führenden Brücken sind entweder bewegliche oder feste und soll unter denselben bei Binnenkanälen eine lichte Höhe von wenigstens 3,7 bis 4,5 m vorhanden sein (letzteres Mass nach den Beschlüssen des Binnenschifffahrts-Congresses in Wien 1886).

Bei den festen Brücken über den Nord-Ostsee Kanal besteht eine lichte Höhe von 42 m.

Taf. XI, Fig. 13. Querprofil des Dortmund-Ems Kanals nach dem ursprünglichen Entwurf, mit Bermen in der Wasserfläche.

» Fig. 14—16. Ursprüngliche Querprofile des Suez-Kanals. Dieser in den Jahren 1859—69 mit einem Kostenaufwande von 500 Millionen Frcs. erbaute Seekanal hat eine Länge von 160 km und wurde ursprünglich in den Strecken ohne Bermen (bei festerem Boden) entsprechend den Querprofilen Fig. 15 & 16, mit einer Sohlenbreite von 22 m, 8 m Tiefe und Böschungen von 1 : 2 bis 1 : 5 ausgeführt. Ende der achziger Jahre wurde die Sohle auf 37 m Mindestbreite erweitert. Für die Zukunft wurde eine Erweiterung der Sohlenbreite auf 65 bis 75 m und eine Vertiefung auf 9 m entsprechend Fig. 14 in Aussicht genommen.

» Fig. 17. Querprofil des Rhein-Marne Kanals.

» Fig. 18. Querprofil des Saima-Kanals in Finnland, welches ursprünglich entsprechend den Abmessungen der grössten am Saima-See verkehrenden Prahme von 7,14 m Breite und 2,53 m Tauchungstiefe angenommen wurde. Dem entsprechend erhielt das Querprofil bei Erdboden eine normale Bodenbreite von 11,88 m, Böschungsanlagen von 1 : 2 bis 1 : 1 1/2 und eine Wassertiefe von 2,57 m. Die

---

[1]) Beim Normalprofil des Dortmund-Emshafen Kanals hat, unter Fortlassung der Berme, die Böschung über Wasser eine Anlage von 1 : 1,5 und unter Wasser in der oberen Hälfte 1 : 3 und in der unteren Hälfte 1 : 2. — Beim Nord-Ostsee Kanal hat bei einzelnen Strecken die Böschung unter der Berme, umgekehrt, in den oberen Hälfte eine Anlage von 1 : 2 und in der unteren Hälfte 1 : 3.

[2]) Beim Rhein-Marne Kanal besteht auf einer Seite ein Ziehweg von 4,0 m Breite, wovon 2 m mit Steinschlag, und auf der anderen Seite ein Fusspfad von 3,5 m Breite, als Minimaldimensionen (ÖZ. 1897). Beim Dortmund-Emshafen Kanal bestehen beiderseitige Wege von 3,5 m Breite, während beim Oder-Spree Kanal die beiderseitigen Ziehwege nur 2,0 m Breite haben.

Bermen erhielten eine Breite von 1,48 und ursprünglich eine Tiefe von 0,59 m bis 1,2 m unter dem Wasserspiegel, und wurden die Böschungen über den Bermen mit Steinpflasterung befestigt. Die erstere Tiefenlage der Bermen erwies sich aber für den Dampfschiffverkehr als ungenügend, indem die Böschungen dabei ungewöhnlich stark angegriffen wurden, während dies bei der tieferen Lage in geringerem Grade der Fall war. Die Hauptursache der starken Zerstörung der Böschungen lag aber in der zu kleinen Querschnittsfläche des Kanalprofils gegenüber dem eingetauchten Schiffsprofil, weshalb ersteres in neuerer Zeit stellenweise vergrössert worden ist (vergl. TFF. 1897).

Ausser diesem Querprofil kam bei tieferen Erdeinschnitten von grösserer Länge, zur Ersparung an Erdarbeiten, auch noch ein einschiffiges Profil mit seitlicher Begrenzung der Wasserrinne durch Stützmauern und oberhalb mit Böschungen von 1 : 2 zur Anwendung.

Taf. XI, Fig. 19. Ursprüngliches Querprofil des Panama-Kanals bei weniger festem durchlässigem Boden mit Bermen von 2 m Breite, 2 m Tiefe unter der Wasserfläche und 9 m Wassertiefe.

» Fig. 20. Querprofil des erweiterten Suez-Kanals, mit Bermen, gepflasterten Böschungen von 1 : 1 oberhalb und mit Erdböschungen von 1 : 2,5 unter denselben sowie mit 9,0 m Wassertiefe.

» Fig. 21. Querprofil des Nord-Ostsee Kanals. Dieser in den Jahren 1887—93 ausgeführte Seekanal hat eine Länge von 98 km eine Wassertiefe von 9 m bei mittlerem Wasserstand, und eine Querschnittsfläche von im Mittel 412 qm, was mehr als der 6 fachen eingetauchten Querschnittsfläche der dort verkehrenden grössten Handelsschiffe (60 bis 62 qm) entspricht. Uberdies können hier 6,5 m tief gehende Schiffe von 12 m Breite überall bequem an einander vorbeifahren. Für die Zwecke der Kriegsmarine war eine Tiefe von wenigstens 8,5 m und eine Breite der Wasserfläche von wenigstens 58 m erforderlich. Für grössere Kriegsschiffe sind auf je 12 km Ausweichstellen von 450 m Länge und 60 m Sohlenbreite angeordnet. — Die Bermen liegen wenigstens 2 m tief unter der Wasserfläche und haben eine kleinste Breite von 2,5 m. Ausser dem hier dargestellten normalen Querprofil mit Berme, gepflasterter Böschung über und gebrochener Erdböschung unter derselben, (obere Hälfte 1 : 2 und die untere 1 : 3) sind stellenweise noch andere Seitenbegrenzungen des Querprofils wie die folgenden ausgeführt worden.

Taf. X, Fig. 1—4. Verschiedene Uferdeckungen beim Nord-Ostsee Kanal, welche je nach den zur Verfügung gestandenen Materialien zur Anwendung kamen. Bei Fig. 1 besteht die Decke unter Wasser nur aus einer 30 cm starken, lose aufgeworfenen Schicht aus Ziegelbrocken, gespaltenen Findlingen oder Bruchsteinen, wobei als Untermaterial das feinere und als Deckmaterial das gröbere Verwendung fand. — Die Anordnung Fig. 2 besteht aus Bruchstein- oder Findlingpflaster von 30 cm Stärke auf einer 20 cm starken Schicht von Ziegelbrocken. — Wo das Ufermaterial aus feinerem Sand besteht wurde dieser entsprechend Fig. 3 mit einer 20 cm starken Klaischicht abgedeckt und darauf ein hochkantiges Ziegelpflaster von 25 cm Stärke aufgelegt. — Dort wo sowohl Bruchsteine als auch Ziegel kostspielig, dagegen Sand und Cement zu billigen Preisen erhältlich waren, wurde entsprechend Fig. 4 der unter Niedrigwasser liegende Böschungstheil aus einer 20 cm starken Sandbeton-Schicht (von einem Mischungsverhältniss 1 : 6) auf einer 5 cm starken Sandbettung und über Niedrigwasser ein Klinkerpflaster auf Sand und Kies hergestellt (CBl. 1891, S. 203).

» Fig. 5—5a. Neuere Uferbefestigung aus Stampfbeton (Syst. C. Rabitz, Berlin) angewendet beim Wentow-Kanal. Es ist dies eine Monier'sche Betoneisen-Konstruktion, wobei ausser dem bei demselben System angenwendeten engmaschigen Rundeisengerippe von 6 mm Stärke unter demselben in der 0,2 m dicken Betondecke noch ein weitmaschiges hochkantig gestelltes Flacheisengerippe von

60 × 5 mm Stärke eingebettet ist, welches behufs Befestigung der Betondecke an der Böschung mit eingeschraubten Pfählen von ungef. 1 m Länge in Verbindung steht (Eugg. Nws. 1899, Nov. 23).

Taf. **XI**, Fig. 21 a. Querprofil des Oder-Spree Kanals mit gebrochener Böschung unter der Berme, nämlich bis auf 0,6 m Tiefe unter der Wasserfläche 1 : 3 und auf die weiteren 1,4 m Tiefe 1 : 2.

» Fig. 22. Einschiffiges Querprofil des Saima-Kanals bei Felseinschnitten.

» Fig. 23. Querprofile des Manchester-Seekanals bei Erdeinschnitten (*AC*) und bei Felseinschnitten (*AB*). Dieser in den Jahren 1887—93 ausgeführte Kanal hat eine Länge von 57 km, eine Wassertiefe von 8 m und eine Querschnittsfläche von 300 bis 384 qm. Die Sohlenbreite beträgt auf 3,3 km Länge vor Manchester 51,8 m und sonst 36,6 m (vergl. NA. 1892).

» Fig. 24—29. Uferbefestigungen bei niederländischen Kanälen. Die Anordnungen Fig. 24 bis 26 kommen beim Kanal von Terneuzen vor, welcher von Dampfschiffen bis zu 5,85 m Tiefgang befahren wird. Hier waren anfänglich die mit 2 und 2 $^{1}/_{3}$ facher Anlage geböschten Ufer mit Rasen bedeckt und die 1 m breiten Bermen entsprechend Fig. 24 mit Schilfrohr bepflanzt. Wo der Boden fett und klaihaltig ist, wächst der Schilf gut und gewährt einen genügenden Schutz gegen die Unterwaschung der Ufer. Auf Strecken mit sandartigem Boden erwies sich aber dies nicht als genügend und hat sich hier eine Abpflasterung am besten bewährt. Hiebei wurde entsprechend Fig. 25 zuerst sine Klaischicht von 15 cm aufgebracht, darauf eine 2 cm dicke Schilfrohrlage, sodann zwei flache Lagen Ziegelsteine und darauf eine 2 cm dicke Ausfüllung aus Ziegelsteinbrocken, zwischen Pfahlreihen von 0,5 m gegenseitigem Abstand. Bei Fig. 26 ist bei sonst gleicher Anordnung wie im vorigen Falle, unter Fortlassung der Berme die Böschung über dem Wasserspiegel noch theilweise mit natürlichen Steinen abgepflastert. — Fig. 27 zeigt eine Anordnung beim Kanal von Maastricht nach Lüttich, auf dem Schiffe bis zu 1,9 m Tiefgang verkehren. Der Fuss der aus bearbeiteten Steinen bestehenden Pflasterung stützt sich gegen eine Pfahlreihe mit aufgelegtem Holm und hintergerammter Bohlenwand, oder (bei hartem Grund) mit wagrechter Beplankung. Die Pfähle stehen in gegenseitigen Abständen von 1,5 m. — Fig. 28 zeigt eine Uferbefestigung mittels Bohlwerk am Willemsvaart, wo Schiffe mit 3,0 m Tiefgang verkehren. Hiebei kamen anfänglich ungespundete Bohlen zur Anwendung, welche stumpf gegen einander eingerammt wurden, was aber zur Folge hatte, das der aus Sand bestehende Boden durch die Fugen vielfach ausgespült wurde und die Böschungen einsanken. Man war daher später genöthigt die Fugen durch dahinter angebrachte Leisten zu dichten. — Fig. 29 ist eine beim Kanal von Terneuzen angewendete Konstruktion aus Packwerk und Flechtzäunen zur Herstellung von Absackungen, welche Anordnung aber oft erneuert werden musste und sich als kostspielig erwies.

» Fig. 29 a. Uferbefestigung bei schwedischen Kanälen, wobei auch die Berme abgepflastert ist.

» Fig. 30. Uferbefestigung aus hochkantigem Ziegelpflaster in Cementmörtel beim Charlottenburger Schleusenkanal.

Taf. **K**, Fig. 6. Querprofil des Seekanals von St. Petersburg nach Kronstadt. Dieser Kanal bildet eine ausgebaggerte Vertiefung des natürlichen Fahrwassers am Meere zwischen diesen zwei Städten. Derselbe hat eine Länge von 30 km und ist theilweise (von St. Petersburg aus) gegen Wellenschlag und Versandung entsprechend dieser Figur von beiderseitigen Molen begrenzt, welche von Steinkisten eingefasst sind. Die rechte Seite giebt ein Bild des Zustandes während des Baues, während die linke Seite den fertigen Damm darstellt. Zunächst wurden die Steinkisten versenkt und vollständig mit Schüttsteinen gefüllt. Hierauf liess man

die Baggerprahme zwischen den Kisten einfahren und schüttete diesen Raum allmählich mit Baggerboden an. Sobald dann die Tiefe für die Prahme nicht mehr genügte, wurde das Baggermaterial unmittelbar vom Bagger mittels Schlammpumpen und Rohrleitungen längs der Wasserfläche über die Steinkisten in den Füllraum befördert. Zur Erreichung der nöthigen Füllhöhe erhielten dabei die Steinkisten, als eine Art von Fangdamm, eine Reihe von provisorischen kleineren Kisten *c* aufgesetzt, deren innere Seite mit Thonschlag und Dünger gedichtet wurde. Nachdem der ganze Zwischenraum bis zur Oberkante dieser Kisten zugeschüttet war, und die Schüttung sich gesetzt hatte, wurden die mit *a* bezeichneten Erdprismen nach der Mitte *b* gekarrt. Endlich wurden die oberen Steinkisten *c* fortgenommen und die in denselben enthaltenen Schüttungssteine zur Befestigung der Böschungen benutzt, wobei als Unterlage ein Schotterbett diente, welches auf der Seeseite 0,5 m und auf der Kanalseite 0,2 m stark ist.

Die Steinkisten erhielten je nach der Wassertiefe eine Breite von 3,2 bis 6,4 m und eine Länge von 70 m, und wurden vom Eise aus versenkt. — Die Baggerung des Kanals geschah von ungef. 4 m auf 6,78 m Wassertiefe (CBl. 1884, N:o 7 — Mm. 1883, S. 312).

3. Dichtung der Kanäle.

Nachdem bei den Schifffahrtskanälen das Wasser im Allgemeinen nur von Erdreich eingeschlossen ist, so kommen hier immer mehr oder weniger grosse Wasserverluste durch Versickerung vor, dieselben können aber oft durch eine zweckmässige Ausführung und durch besondere Anordnungen wesentlich vermindert werden. Bei der Ausführung ist vorerst darauf zu achten, dass zu allen mit dem Wasser in Berührung kommenden Aufträgen möglichst wasserdichtes (thonhaltiges) Material angewendet wird und dass diese Aufträge nach den früher bei den Stauweihern (S. 12) angegebenen Regeln in gestampften oder gewalzten Schichten von 10 bis 25 cm Stärke ausgeführt werden. Wenn zu seitlichen Aufträgen derartiges dichtes Material nicht erhältlich und darunter der natürliche Boden genügend dicht ist, so können solche Aufträge mittels eines eingestampften Lehmkernes abgedichtet werden. Befindet sich aber der Kanal gänzlich in einem Auftrag oder in einem Einschnitt mit undichtem Material, so kann derselbe durch eine vollständige Bekleidung von Seitenwänden und Sohle mit einem Lehmslag von 0,3 bis 0,5 m Dicke oder einer Betonschicht von 0,2 bis 0,3 m Dicke abgedichtet werden. Diese Bekleidungen werden zum Schutz gegen Beschädigungen durch anstossende Schiffe, und der Lehmschlag auch zum Schutz gegen die Bildung von Sprüngen und Undichtheiten durch die Wirkung der Sonne beim Trockenlegen des Kanals, sowie gegen Zerstörung durch den Frost nahe an der Wasserfläche, mit einer Erdschicht von 0,2 bis 0,5 m Dicke überdeckt. In Aufträgen sollen solche Bekleidungen (namentlich jene aus Beton) erst nach vollständiger Setzung aufgebracht werden.

Taf. **XI**, Fig. 31—33. Dichtungen am Saima-Kanal. Fig. 12 ist eine Stelle mit seitlichem Auftrag aus durchlässigem Material, wobei ein Lehmkern *K* von 1,8 m Kronenbreite und $^1/_{12}$ Anlage zur Anwendung gekommen ist. — Fig. 32 zeigt ein

Anschnittprofil an einem Felsabhang, wobei der Auftrag mittels eines Lehmkerns nebst einer bis an den Felsen reichenden Lehmschlag-Abdeckung der Sohle abgedichtet wurde, während bei Fig. 33 die ganze Kanalrinne unter Sohle und Böschungen eine solche Abdeckung erhielt.

Taf. XI, Fig. 34. Lehmschlagdichtung am Rhein-Marne Kanal.

» Fig. 35. Dichtung mittels Stampfbeton am Canal St. Quintin. Die Betonschicht hat unter der Sohle eine Dicke von 0,3 m und unter den Böschungen eine Dicke von 0,3 m am Fusse und von 0,15 m am oberen Ende. Zur Verhinderung des Abrutschens der Böschungserde ist hier die Betonschicht am Fusse und in halber Höhe (letzteres in der Figur nicht ersichtlich) mit dreieckigen Vorsprüngen versehen.

» Fig. 36. Dichtung mittels Lehmkern und Betonbekleidung beim Caledonischen Kanal (Schottland).

» Fig. 37. Eiserner Stössel zum Stampfen von Aufträgen, Lehmkernen und des Betons.

» Fig. 38—38 a. Walze zum Einwalzen von Aufträgen, wie selbe beim Rhein-Marne Kanal zur Anwendung gekommen ist (bereits auf Seite 13 besprochen).

Oft sind aber einzelne undichte Stellen oder ein zu durchlässiger Boden nicht in vorhinein zu erkennen, um schon bei der Ausführung in oben angedeuteter Weise abgedichtet zu werden, sondern ergiebt sich die Nothwendigkeit eines Abdichtens oft erst nach Füllung des Kanals, infolge einer zu starken Senkung des Wasserspiegels. Da unter gewöhnlichen Verhältnissen nach genügender Sättigung des Bodens die durch die Filtration bedingte Senkung bis zu etwa 5 cm pro Tag zu betragen pflegt, so pflegen erst bei Überschreitung dieses Masses besondere Dichtungsmassnahmen getroffen zu werden.

Es können dann die Verluste entweder von einzelnen undichten Stellen oder von einer allgemeinen, zu grossen Durchlässigkeit des Bodens herrühren. Ersteres läst sich zuweilen daran erkennen dass sich über den bezüglichen Stellen an der Wasserfläche trichterförmige Vertiefungen bilden. Widrigenfalls können einzelne undichte Stellen durch Abscheidung der bezüglichen Haltung durch Querdämme in mehrere Theile und Beobachtung des Wasserstandes in denselben ausfindig gemacht werden. Das Abdichten solcher Stellen geschieht dann in oben beschriebener Weise.

Bei allgemeiner Durchlässigkeit des Bodens kann derselbe zuweilen schon durch schlammhaltiges Wasser bis zu einem gewissen grad abgedichtet werden, indem der Schlamm hiebei in die Poren eindringt und dieselben verstopft. Dies kann mitunter schon durch Anwendung von trübem Speisewasser allmählich erreicht werden. Eine bessere und schnellere Wirkung wird aber erreicht, wenn man Thon (bei Sandboden) oder thonigen Sand (bei Kiesboden) im Wasser auflöst und dieselben sich ablagern lässt. Das Auflösen geschieht durch Aufrühren der Massen entweder von Hand mittels grosser Schlammkratzen, oder bei längeren Strecken mittels einer mit Zinken versehenen Egge, welche entsprechend belastet mittels Pferdekraft vorwärtz gezogen wird.

4. Wasserverbrauch und Speisung der Kanäle.

Das Versehen der Kanalhaltungen mit Wasser, behufs Aufrechterhaltung der nöthigen Tiefe (Speisung der Kanäle), geschieht durch Entnahme des Wassers aus Flüssen, Seen oder Stauweihern und dessen Zuführung mittels besonderer Speisegräben (Zubringer), welche nach den früher bei den »Wasserleitungen« angegebenen Regeln ausgeführt werden. Letztere sind jedoch entbehrlich, wenn der Kanal von Wasserrecipienten abfällt, von welchen dann den Haltungen das nöthige Wasser durch Öffnen der Schleusen zugeführt werden kann. [1]

Der Wasserverbrauch einer Kanalhaltung ist von den Verlusten abhängig, welche durch Verdunstung, Versickerung, die Undichtheit der Schleusenthore und den Durchgang der Schiffe durch die Schleusen (Schleusung) bedingt ist. — Die Verdunstung hängt von der Jahreszeit, den klimatischen und sonstigen örtlichen Verhältnissen ab (vergl. I. Thl. S. 14) und kann ungünstigsten Falles etwa gleich 200 mm im Monat, also 6 bis 7 mm pro Tag angenommen werden. [2] Die Verluste durch Versickerung sind ausser von der Bodenbeschaffenheit auch von der Höhenlage des Kanals gegenüber dem Grundwasser abhängig, so zwar dass derselbe bei tiefer Lage im Gegentheil von Quellen einen Zufluss erhalten kann. Es ist auch zu beachten dass die Sickerverluste in der ersten Zeit wesentlich grösser sind, als später, nach völliger Sättigung des Bodens und der sonstigen mit dem Wasser in Berührung kommenden Theile (Mauerwerk, Holz etc. welche beträchtliche Mengen Wasser aufnehmen). Nach Minard kann unter gewöhnlichen Verhältnissen ein Versickerungsverlust von etwa 25 bis 40 mm pro Tag angenommen werden. Die Wasserverluste durch Undichtheiten an den Schleusenthoren können etwa 200 bis 500 cbm täglich betragen.

Nach Beobachtungen von Hess können die Wasserverluste durch Verdunstung, Versickerung und die Undichtheit der Schleusenthore unter gewöhnlichen Verhältnissen bei Binnenkanälen etwa 0,4 bis 0,7 cbm pro lauf. Meter und Tag betragen, dieselben können aber auf gedichteten Strecken bis auf 0,2 cbm sinken, während sie andererseits an besonders ungünstigen Stellen bis auf 1,8 cbm pro l. m. steigen können (ZfB. 1867, S. 549). Beim Rhein-Marne Kanal in den Vogesen wurden die Verluste durch Verdunstung, Versickerung und die Undichtheit der Schleusenthore bei 10 m Sohlenbreite und 2 m Wassertiefe im Mittel gleich 0,5 cbm pro l. m. und Tag gefunden, während dieselben bei hoch gelegenen Haltungen im Schotter bis auf 1,25 cbm und mehr stiegen. In der

[1] Ein Beispiel dieser Art ist der vorgenannte Saima-Kanal, welcher in letztgenannter Weise vom Saima-See aus und einigen anderen vom Kanal durchkreuzten Seen *a b* (Taf. XI, Fig. 12) gespeist wird.

[2] In Holland pflegt man den Verdunstungsverlust der Kanäle in heissen Sommern auf ca. 900 mm Wasserhöhe für die Sommermonate zu schätzen.

Scheitelstrecke schwankten diese Verluste zwischen 0,124 und 0,683 cbm pro l. m. und Tag (ÖZ. 1897, S. 483).

Der mit der Schleusung der Schiffe verbundene Wasserverlust ist abhängig von der Anzahl Schiffe welche täglich die Schleuse passiren, dem Füllungsraum der Schleusenkammer und dem Kubikinhalt der vom eingetauchten Theil des Schiffes verdrängten Wassers (Deplacement). Dieser Verlust trifft aber meistens nur die Scheitelhaltungen, indem bei gleicher Fallhöhe der Schleusen den übrigen Haltungen beim Durchgang eines Schiffes von der oberen Schleuse ebenso viel Wasser zugeführt wird, als durch die untere verloren geht. Bei der Berechnung dieses Verlustes ist ferner noch zu beachten, dass für je zwei einander bei einer Schleuse begegnende Schiffe nur eine Schleusenfüllung erforderlich ist, nämlich zuerst für das nach oben fahrende Schiff, worauf unter Benutzung derselben Füllung das nach unten fahrende durchgeschleust wird. Nimmt man somit an, dass von der gesammten Anzahl n der nach beiden Richtungen täglich verkehrenden Schiffe 20 bis 30 % einander bei den Schleusen begegnen, so sind hiefür nur bezw. 0,1 n bis 0,15 n und für die übrigen 0,8 n bis 0,7 n, also insgesammt 0,9 n bis 0,85 n Schleusenfüllungen erforderlich. Überdies ist zu beachten, dass, wenn mit V der Kubikinhalt der Schleusenfüllung und mit v das Deplacement des Schiffes bezeichnet wird, die verbrauchte Wassermenge für ein abwärtz fahrendes Schiff $V - v$ und für ein aufwärtz fahrendes $V + v$ beträgt. Hiebei kann auch noch der Unterschied zwischen dem Deplacement belasteter und unbelasteter Schiffe berücksichtigt werden.

5. Entlastungsanlagen.

Da die Wasserzufuhr zu den Kanalhaltungen nicht immer genau entsprechrend dem Bedarf geregelt werden kann, so werden zur Vermeidung von zu hohen Wasserständen Entlastungsanlagen in Form von Überfällen (Überläufen) und von Grundablässen angewendet, welch' letztere auch eine vollständige Entleerung der Haltung ermöglichen, wie dies behufs Reparaturen erforderlich sein kann. Die Überfälle werden meistens als Überfallwehre und die Grundablässe als Schützen- oder Dammbalkenwehre oder als Ventilablässe ausgeführt.

Taf. **XI**, Fig. 39. Überfall am Saima-Kanal. Die Überführung des Ziehweges geschieht mittels einer hölzernen Balkenbrücke.

» Fig. 40—41. Gemauerte Überfälle in Wehrform und in Trichterform.

» Fig. 42. Grundablass mit Schützenverschluss (Caledonischer Kanal, Schottl.).

» Fig. 43. Grundablass mit Bodenventil. Statt eines derartigen Propfventils, wobei zum Öffnen die darüber liegende Wassersäule zu heben ist, eignet sich hiefür besser das neuere Cylinderventil, von der in Fig. 3—3 b, Taf. XIII ersichtlichen Anordnung.

Taf. **XI**, Fig. 44. Kombinirter Überfall (a) und Grundablass (b), letzterer mit Schütze geschlossen.

6. Durchlässe, Düker, Kanalbrücken und Kanaltunnel.

Die Unterführung von kleineren natürlichen Gewässern und von Wasserleitungen unter den Kanälen geschieht (wie auch bereits bei den »Wasserleitungen» besprochen) mittels Durchlässen, welche bei mangelndem Gefälle als Düker zur Ausführung kommen, während bei der Kreuzung grösserer Gewässer und tieferer Thäler die Überführung der Kanäle mittels Kanalbrücken geschieht. Zum Durchsetzen von Bergen kommen Kanaltunnel zur Anwendung.

a. Durchlässe.

Die Durchlässe werden je nach der durchzuführenden Wassermenge und der zur Verfügung stehenden Höhe unter der Kanalsohle aus Thonröhren, eisernen Röhren oder aus Mauerwerk ausgeführt. Oft werden die für den Kanal erforderlichen Überfälle und Grundablässe über den Durchlässen angebracht.

Taf. XI, Fig. 45—45 b. Röhrendurchlass bei einem Seitenkanal der Mosel. Derselbe besteht aus einem gemauerten Ein- und Auslauf und einem aus Thonröhren zusammengesetzten, in Mauerwerk eingebetteten und auf Beton gegründeten Rohrstrang von 0,58 m Durchmesser. Da das Rohr gegenüber dem thalseitigen Auslauf um die halbe Höhe versenkt ist, so kommt es bei grösserem Wasserzufluss als Düker zur Wirkung.

Der auf der Flussseite gelegene Damm ist höher als der andere, zum Schutze des Kanals gegen das Hochwasser der Mosel.

» Fig. 46. Gewölbter Durchlass mit Fallmauer auf der Bergseite.

» Fig. 47. Durchlass mit Dammbalken-Grundablass.

» Fig. 48. Durchlass mit Schützen-Grundablass (Marne-Saône Kanal).

» Fig. 49—50 b. Mehrfache Röhrendurchlässe mit gemauerten Ein- und Ausläufen.

b. Düker.

Auch die Düker werden entweder aus Röhren, oder aus Mauerwerk oder als Kombinationen beider ausgeführt, und lässt man auch hier die Überfälle zuweilen in die Düker ausmünden.

Der Ein- und Auslauf besteht oft aus lothrechten Fallkesseln oder Brunnen welche als Schlammfänge dienen.

Taf. XII, Fig. 1. Gewölbter Düker mit vertikalen Fallkesseln, bei einem Seitenkanal der Mosel.

» Fig. 2. Röhrendüker mit beiderseitigen Fallbrunnen beim Oder-Spee Kanal. Die gusseiserne Verbindungsröhre von 1,0 m Durchmesser und 21 mm Wanddicke ist hier auf einem hölzernen Rost gegründet (ZfB. 1890—CBl. 1888, S. 17).

Taf. K, Fig. 7—7 b. Gusseiserner Düker beim Kanal Zehdenick-Liebenwalde, bestehend aus gemauerten Fallkesseln, welche durch drei gusseiserne Rohrstränge von 1 m Weite mit einander verbunden sind. Die zugleich als Schlammfänge dienenden Fallkessel wie auch die Rohrstränge sind auf Schwellenrost gegründet (ZfB. 1883).

Taf. K, Fig. 8—8 b. Düker aus Eisenblech, zur Unterleitung der Kanalwässer unter dem Waller Fleeth in Bremen. Hier kam ein einziges Rohr von 1,45 m Weite und 8 mm Blechstärke zur Anwendung (CBl. 1889, S. 440).

Taf. XII, Fig. 3—3 a. Gewölbter Düker mit schiefem Ein- und Auslauf unter dem Marne-Saône Kanal. Der Querschnitt des Dükers ist segmentförmig (Fig. 3 a) und steht mit dem Düker ein Überfall des Kanals in Verbindung. Vor dem Einlauf befindet sich eine Vertiefung *C* in der Sohle, als Schlammfang.

» Fig. 4—4 a. Düker aus Stampfbeton beim Kanal Quintino Sella in Italien. Derselbe hat gleichfalls schiefen Ein- und Auslauf und elliptischen Querschnitt (Fig. 4 a). Vor dem Einlauf befindet sich eine besondere Schlammgrube *C* aus Beton.

c. Kanalbrücken.

Die Kanalbrücken bestehen aus einer Wasserrinne zur Aufnahme der Schiffe nebst dem gewöhnlich nur einseitigen Ziehwege, und dem auf der anderen Seite angebrachten Fusspfade, welche von Tragwerken gleicher Art getragen werden wie dies bei den Strassen- und Eisenbahnbrücken der Fall ist. Demnach unterscheidet man je nach der Beschaffenheit des Tragwerkes: hölzerne, eiserne und steinerne Kanalbrücken.

Die hölzernen Kanalbrücken haben den Vortheil verhältnissmässig kleiner Anlagekosten, jedoch den Nachtheil geringer Dauerhaftigkeit, weshalb ihre Anwendung gegenwärtig wohl nur noch in sehr holzreichen Gegenden, wie stellenweise in Amerika, in Frage kommen dürfte. Die steinernen Kanalbrücken haben zwar den Vortheil der möglichst grössten Dauerhaftigkeit des Materials, wogegen aber die Dauerhaftigkeit und Dichtheit der ganzen Brückenkonstruktion mit Rücksicht auf die schädlichen Einwirkungen der Temperatur etc. in hohem Grade von einer sachgemässen Ausführung abhängig ist. Es verdienen daher in den meisten Fällen eiserne Kanalbrücken, trotz der leichteren Zerstörbarkeit des Materials durch Rost, den Vorzug.

Mit Rücksicht auf die Kostenersparniss wird die Breite der Kanalbrücken möglichst eingeschränkt, und gewöhnlich nur entsprechend einer Schiffsbreite ausgeführt.

Indem hier nur einige Beispiele über die allgemeine Anordnung der Kanalbrücken gegeben werden, wird bezüglich ihrer Berechnung, Konstruktion und Ausführung auf den »Brückenbau« verwiesen.

Taf. XII, Fig. 5. Hölzerne Kanalbrücke mit Tragewerk bestehend aus massiven Balken als Quer- und Hauptträger.

Taf. K, Fig. 9. Hölzerne Kanalbrücke mit Howe'schen Fachwerkträgern als Hauptträger beim Erie-Kanal, über den Mohawkfluss bei Cohoes und bei Rexford-Flats in Amerika. Erstere besteht aus 26 Öffnungen mit zusammen 346 m Länge und letztere aus 14 Öffnungen mit einer Gesammtlänge von 184 m (ZfB. 1895, Ergänz Heft, S. 34).

Taf. XII, Fig. 6. Eiserne Kanalbrücke beim Dalsland-Kanal in Schweden. Die Hauptträger bestehen hier aus vollwandigen Blechträgern, welche zugleich die seitliche

Begrenzung der Kanalrinne bilden, während ihr Bodenblech von einem System von an den Hauptträgern angehängten Querträgern getragen wird. Der Ziehweg besteht aus einem mit Bohlenbelag versehenen wagrechten Blech.

Taf. **XII**, Fig. 7. Eiserne Kanalbrücke des Marne-Saône Kanals. Hier ist auch die Kanalrinne seitlich durch die Hauptträger begrenzt, während das Bodenblech von einem System von Querträgern und sekundären Längenträgern getragen wird, von denen erstere auf den Untergurten der Hauptträger aufliegen. Der Ziehweg wird von Fachwerkkonsolen getragen, zwischen denen gemauerte, mit einer Schotterschicht überdeckte Tonnengewölbe eingespannt sind. Auf der anderen Seite befindet sich ein schmälerer Gehweg.

Taf. **K**, Fig. 10—10 a. Eiserne Kanalbrücke über die Saar bei Hessen in Elsass-Lothringen. Diese Eisenkonstruktion kam an Stelle der unten beschriebenen steinernen Kanalbrücke, welche im Laufe der Zeit durch den Einfluss des Frostes derart undicht wurde, dass sie abgetragen werden musste. Die Konstruktion besteht aus zwei vollwandigen Hauptträgern auf zwei Stützpunkten mit 23 m Stützweite und beiderseits vorkragenden Armen von 5,2 m Länge (Kragbrücke). Der Ziehweg und der Fusspfad ruhen auf Parallelfachwerksträgern mit gleichfalls über die Stützpunkte frei hinausragenden Seitenarmen. Die Hauptträger liegen 9 m von einander. Auf den Zwischenpfeilern sind die Hauptträger mittels Kipplagern gestützt, von welchen das eine fest ist und das andere auf Walzen ruht (ÖZ. 1897, S. 502).

Da bei eisernen Kanal-Balkenbrücken den Längenänderungen des Oberbaues dadurch Rechnung getragen werden muss, dass das eine Ende beweglich angeordnet wird, so ist hier wie bei den eisernen Aquadukten eine besondere Dichtungskonstruktion erforderlich (vergl. S. 66, Taf. VII, Fig. 56). Eine besondere Anordnung dieser Art zeigt das nachfolgende Beispiel.

Taf. **K**, Fig. 11. Dichtung der Kanalbrücke über die Saar bei Hessen in Elsas-Lothringen. Die freien Enden der Brücke münden hier in besondere bei den Widerlagern angeordnete »Dichtungskammern» aus, wo zwischen dem Blechmantel der Brücke und den Wänden der Dichtungskammern Zwischenräume von 100 mm Weite bestehen, welche mit hölzernen Dichtungskeilen und zwischen diesen mit getheerter Wolle ausgefüttert sind. Diese Abdichtung ist durch die in der Figur ersichtliche Schraubenvorrichtung zu regeln (ÖZ. 1897, S. 503).

Taf. **K**, Fig. 12—12 a. Frühere gemauerte Kanalbrücke über die Saare bei Hessen in Elsas-Lothringen. Dieselbe hatte drei Öffnungen von je 6 m und zwei Öffnungen von je 4 m lichter Weite. Die Abdichtung bestand aus einer Betonschicht mit darüber ausgebreiteter Asphaltlage. Diese Anordnung hat sich aber wie oben angeführt als ungenügend erwiesen, indem die Wände des Objektes im Laufe der Zeit derart unter dem Einflusse des Frostes gelitten hatten, dass die Durchsickerungen schwer zu beheben waren und man es dann Vorzug, den Steinbau durch eine Eisenkonstruktion zu ersetzen. [1])

Taf. **XII**, Fig. 8—8 a. Grössere gemauerte Kanalbrücke älteren Datums (französisch).

---

[1]) In neuerer Zeit haben sich in derartigen Fällen Bleibekleidungen gut bewährt. So haben sich beispielsweise auch bei den Kanalbrücken des Dortmund-Emshafen Kanals (über die Lippe, Stever und Ems) Abdichtungen mit Asphalt als ungenügend erwiesen, weshalb schliesslich eine auf Holzunterlagen angebrachte Bleibekleidung von 2 und 3 mm Dicke an bezw. Boden und Seitenwänden zur Anwendung kam.

d. Kanaltunnel.

Kanaltunnel kommen dort zur Anwendung, wo die Kanallinie so tief unter dem Erdboden zu liegen kommt, dass ein Einschnitt hiefür wesentlich theuerer zu stehen käme. Je nach der Beschaffenheit des Bodens werden die Kanaltunnel entweder ohne Wölbung, mit Scheitelegewölbe oder mit vollständiger Umwölbung von Scheitel Seitenwänden und Sohle ausgeführt. Bezüglich der Ausführung wird auf den »Tunnelbau« verwiesen.

Taf. XII, Fig. 9—10. Kanaltunnel ohne Gewölbe und mit Scheitelgewölbe beim Rhein-Marne Kanal.

» Fig. 11. Vollständig eingewölbter Kanaltunnel beim Marne-Saône Kanal.

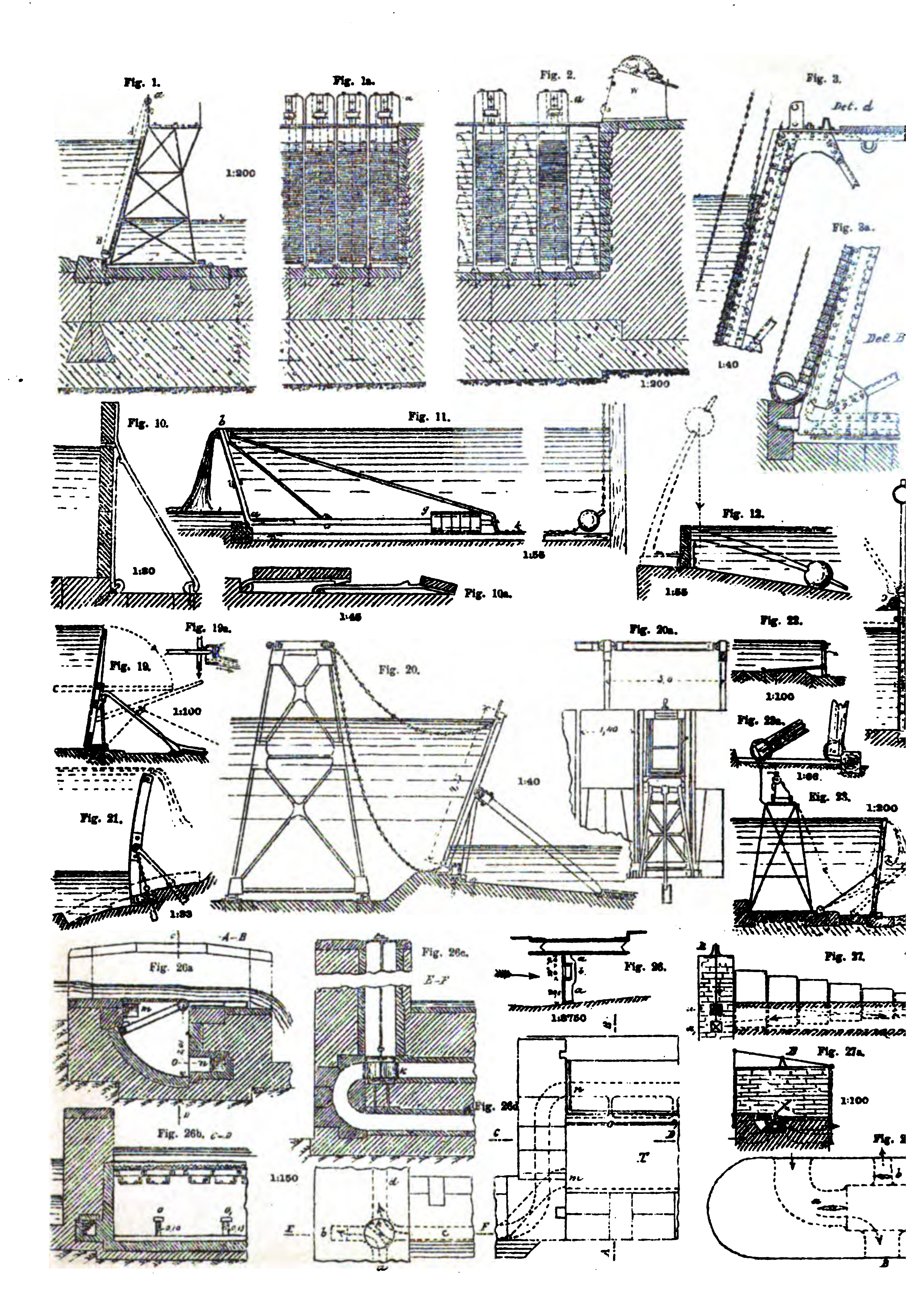
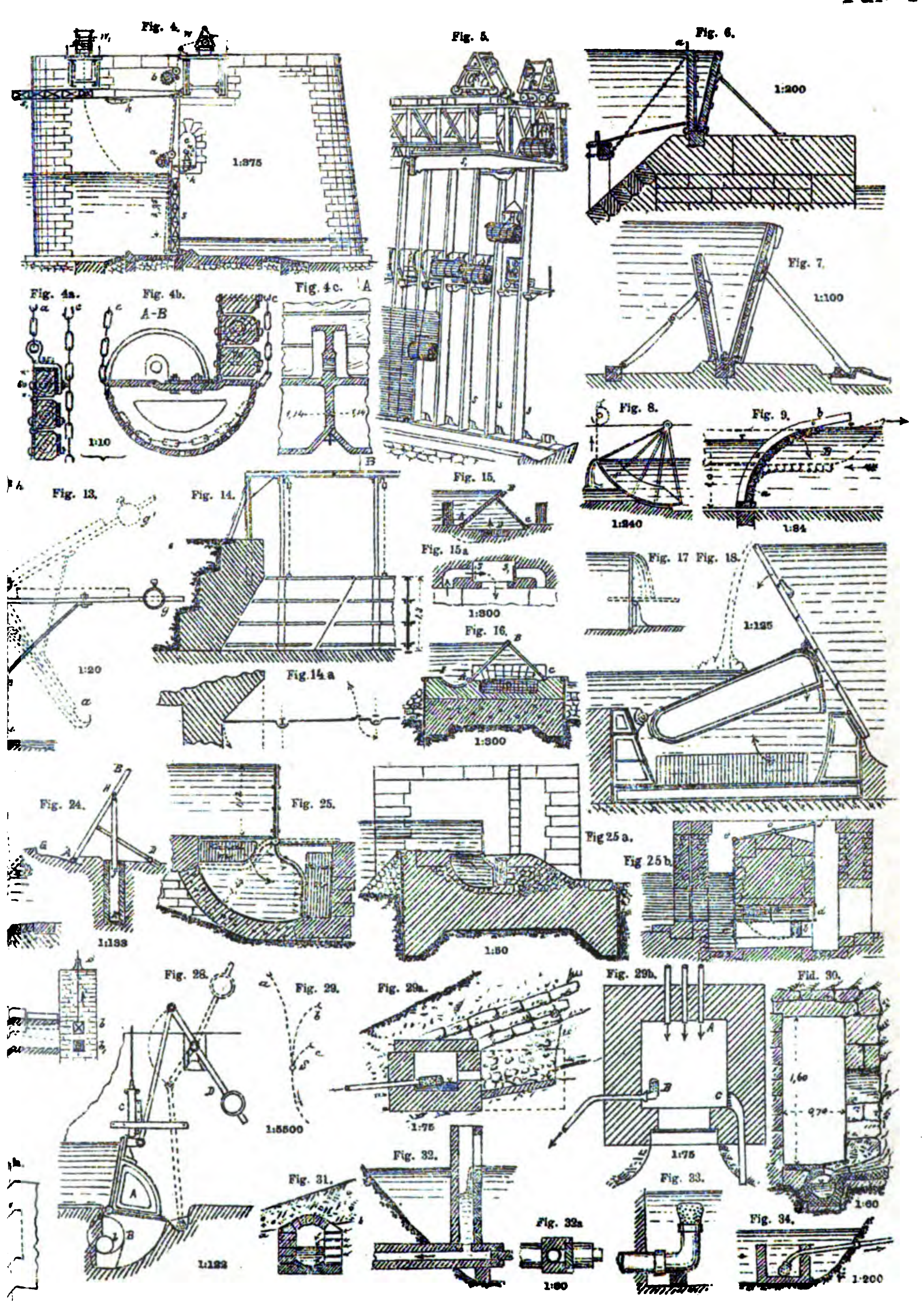


Fig. 1.
1:200
Fig. 1a.
Fig. 2.
1:200
Fig. 3.
Det. d
Fig. 3a.
Det. B
1:40
Fig. 10.
1:20
Fig. 11.
1:56
Fig. 10a.
1:45
Fig. 12.
1:56
Fig. 19a.
Fig. 19.
1:100
Fig. 20.
1:40
Fig. 20a.
Fig. 22.
1:100
Fig. 22a.
1:66
Fig. 23.
1:200
Fig. 21.
1:33
A-B
Fig. 20a
Fig. 26c.
E-F
Fig. 26.
1:3750
Fig. 27.
Fig. 27a.
1:100
Fig. 26d
Fig. 26b. C-D
1:150


Fig. 4.
1:375
Fig. 4a.
Fig. 4b.
A-B
1:10
Fig. 4c.
Fig. 5.
Fig. 6.
1:200
Fig. 7.
1:100
Fig. 8.
1:240
Fig. 9.
1:84
Fig. 13.
1:20
Fig. 14.
Fig. 14a
Fig. 15.
Fig. 15a
1:300
Fig. 16.
1:300
Fig. 17
Fig. 18.
1:125
Fig. 24.
1:133
Fig. 25.
1:50
Fig 25 a.
Fig 25 b.
Fig. 28.
1:122
Fig. 29.
1:5500
Fig. 29a.
1:75
Fig. 29b.
1:75
Fid. 30.
1:60
Fig. 31.
Fig. 32.
Fig. 32a
1:60
Fig. 33.
Fig. 34.
1:200




UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA

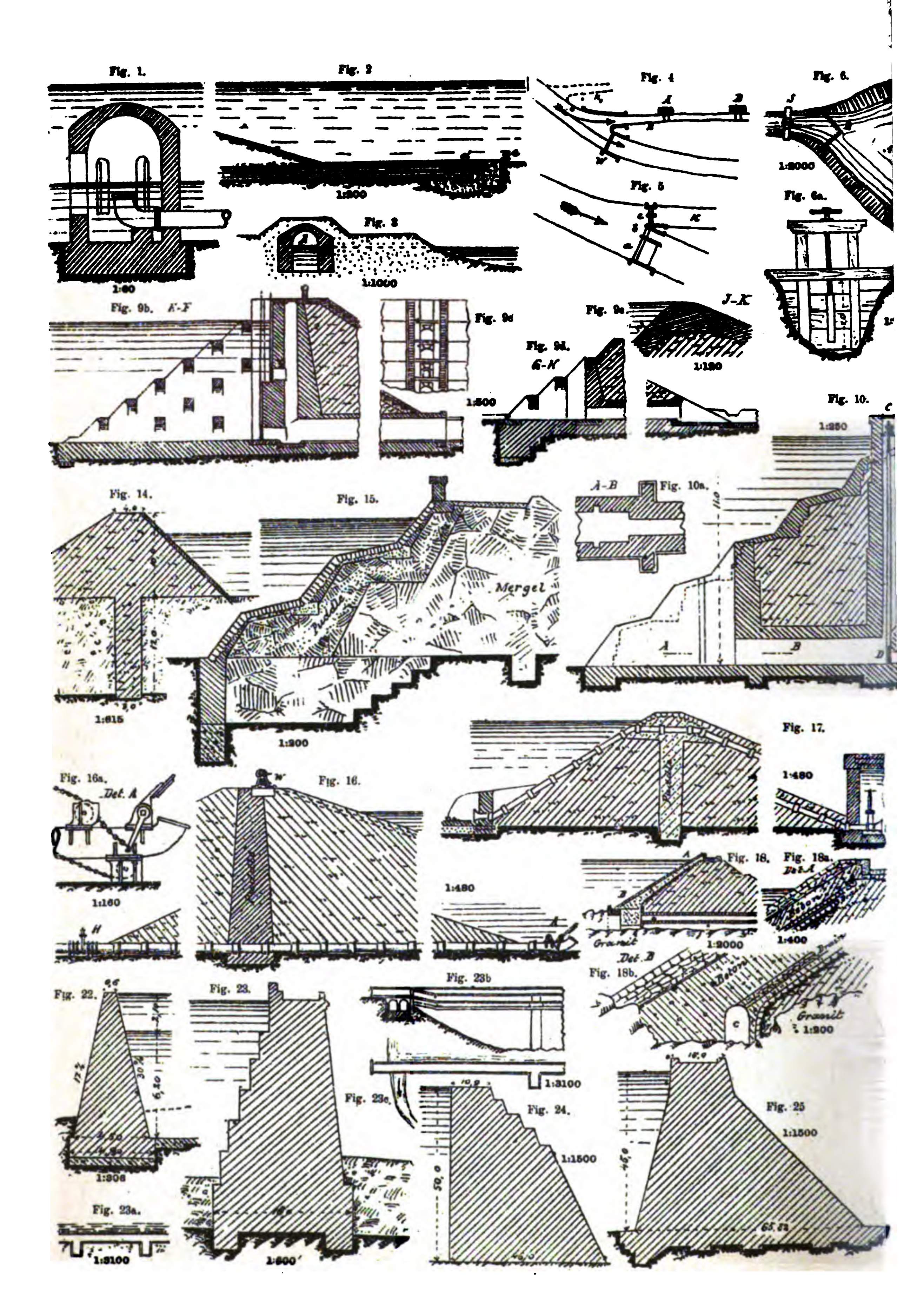


Fig. 1.
1:60
Fig. 2
1:200
Fig. 3
1:1000
Fig. 4
Fig. 5
Fig. 6.
1:2000
Fig. 6a.
Fig. 9b. E-F
Fig. 9c
Fig. 9d.
G-H
1:500
Fig. 9e.
J-K
1:120
Fig. 10.
1:250
Fig. 14.
1:615
Fig. 15.
Mergel
1:200
A-B
Fig. 10a.
Fig. 17.
1:480
Fig. 16a.
Det. A
1:160
Fig. 16.
1:480
Fig. 18.
Fig. 18a.
Det. A
1:400
Granit
1:2000
Det. B
Fig. 18b.
Beton
Granit
1:200
Fig. 22.
1:308
Fig. 23.
Fig. 23b
1:3100
Fig. 23c.
Fig. 24.
1:1500
Fig. 25
1:1500
Fig. 23a.
1:3100
1:600

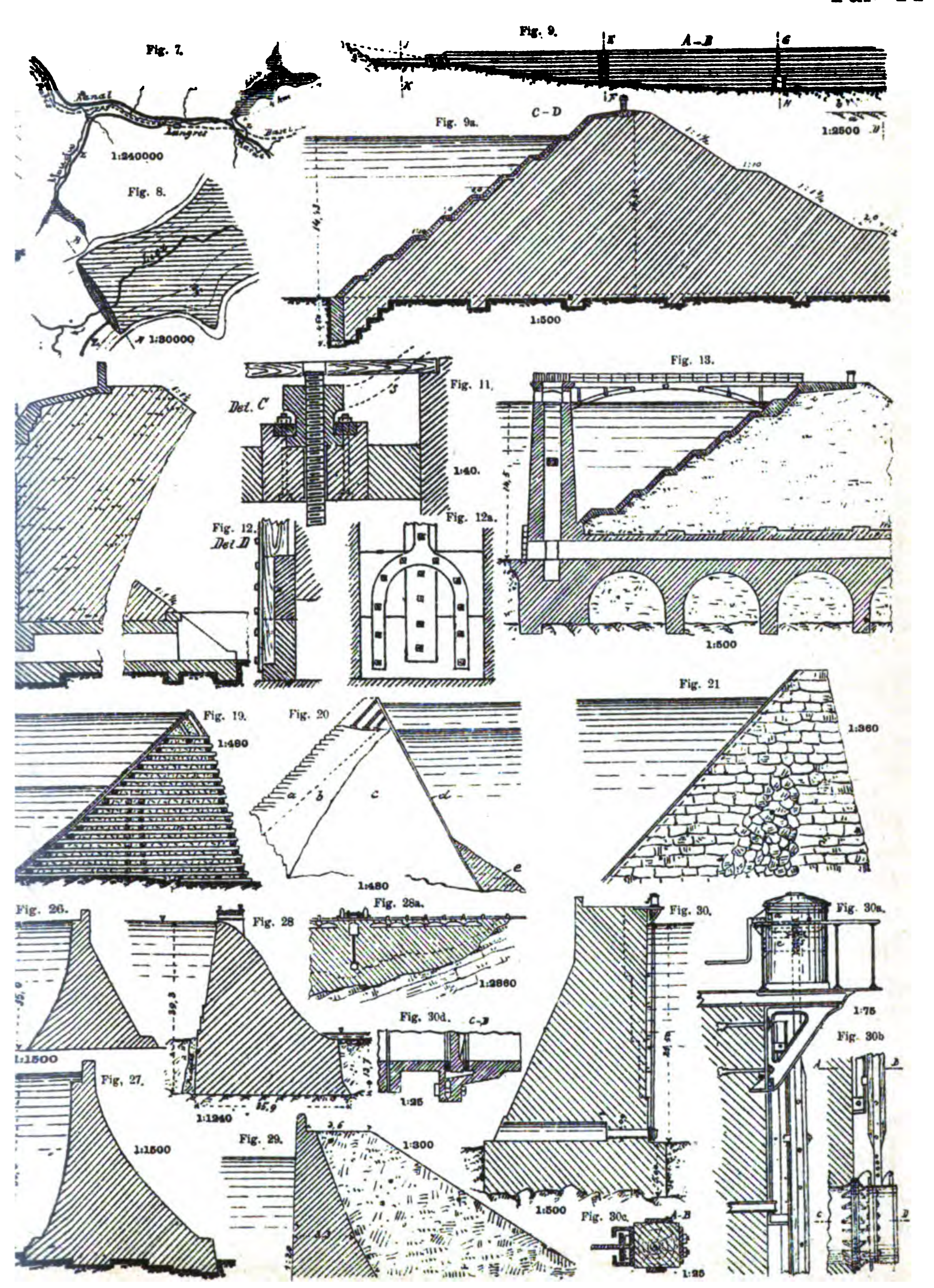


Fig. 7.
Kanal
Langres
Marne
1:240000
Fig. 8.
1:30000
Fig. 9.
A–B
1:2500
Fig. 9a.
C–D
1:500
Det. C
Fig. 11.
1:40.
Fig. 12.
Det. D
Fig. 12a.
Fig. 13.
1:500
Fig. 19.
1:480
Fig. 20
a
b
c
d
e
1:480
Fig. 21
1:360
Fig. 26.
1:1500
Fig. 27.
1:1500
Fig. 28
1:1240
Fig. 28a.
1:2880
Fig. 29.
1:300
Fig. 30d.
1:25
Fig. 30.
1:500
Fig. 30c.
1:25
Fig. 30a.
1:75
Fig. 30b

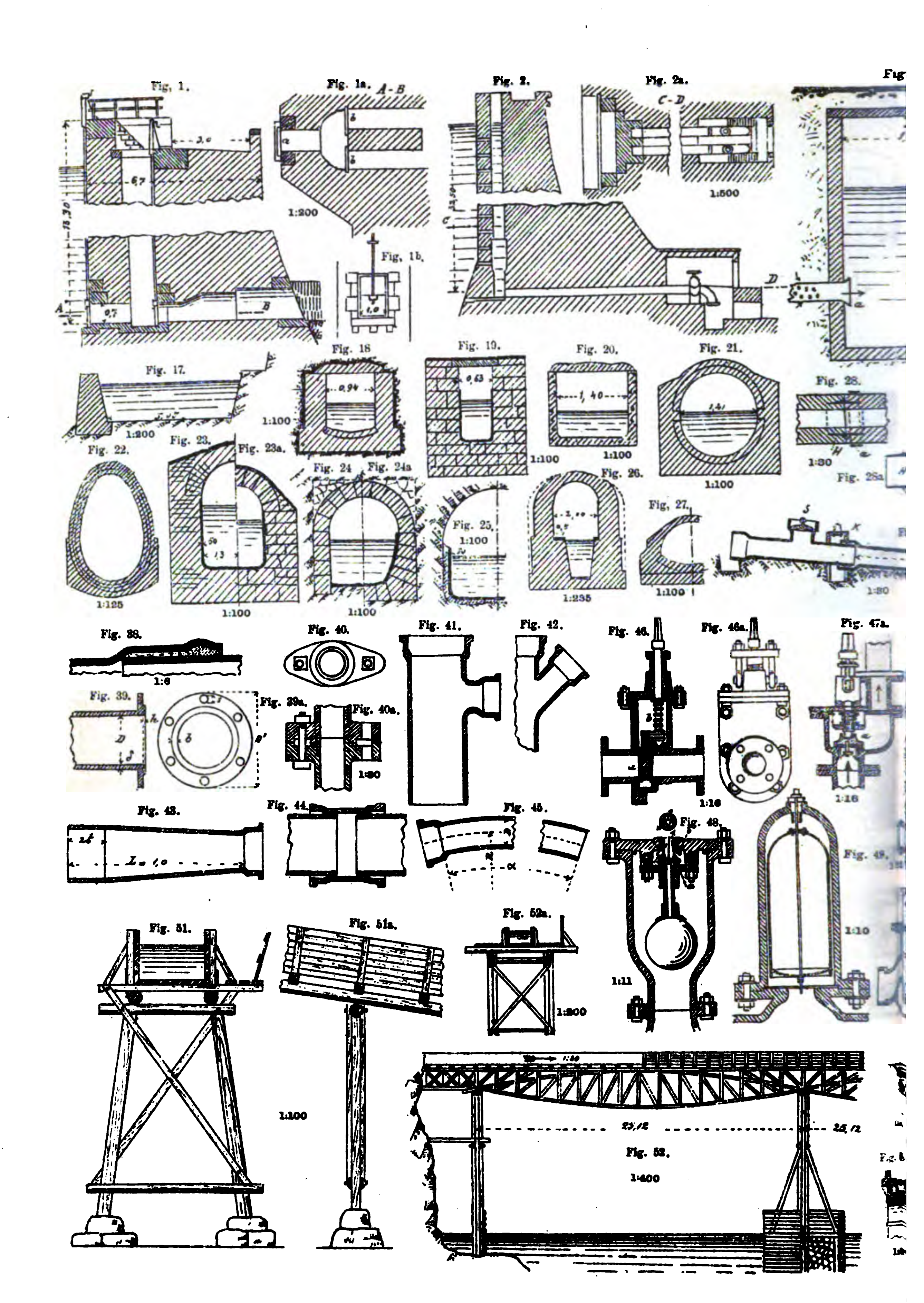


Fig. 1.
Fig. 1a. A-B
1:200
Fig. 1b.
Fig. 2.
Fig. 2a.
C-D
1:500
Fig. 17.
1:200
Fig. 18
1:100
Fig. 19.
1:100
Fig. 20.
1:100
Fig. 21.
1:100
Fig. 28.
1:30
Fig. 28a
Fig. 22.
1:125
Fig. 23.
Fig. 23a.
1:100
Fig. 24
Fig. 24a
1:100
Fig. 25.
1:100
Fig. 26.
1:235
Fig. 27.
1:100
1:30
Fig. 38.
1:6
Fig. 39.
Fig. 39a.
Fig. 40.
Fig. 40a.
1:30
Fig. 41.
Fig. 42.
Fig. 46.
Fig. 46a.
1:16
Fig. 47a.
1:16
Fig. 43.
Fig. 44.
Fig. 45.
Fig. 48.
1:11
Fig. 49.
1:10
Fig. 51.
Fig. 51a.
1:100
Fig. 52a.
1:200
Fig. 52.
1:400

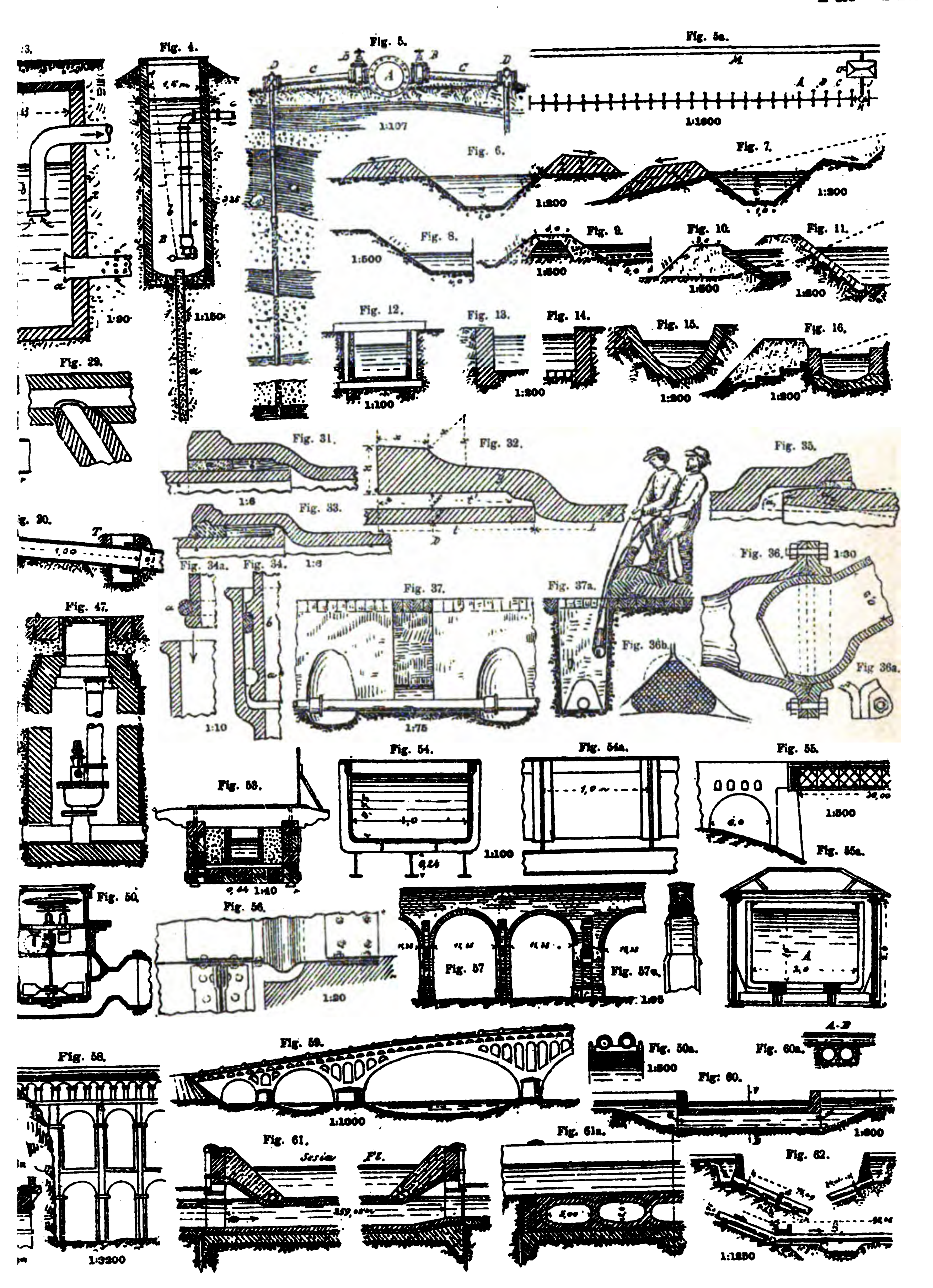
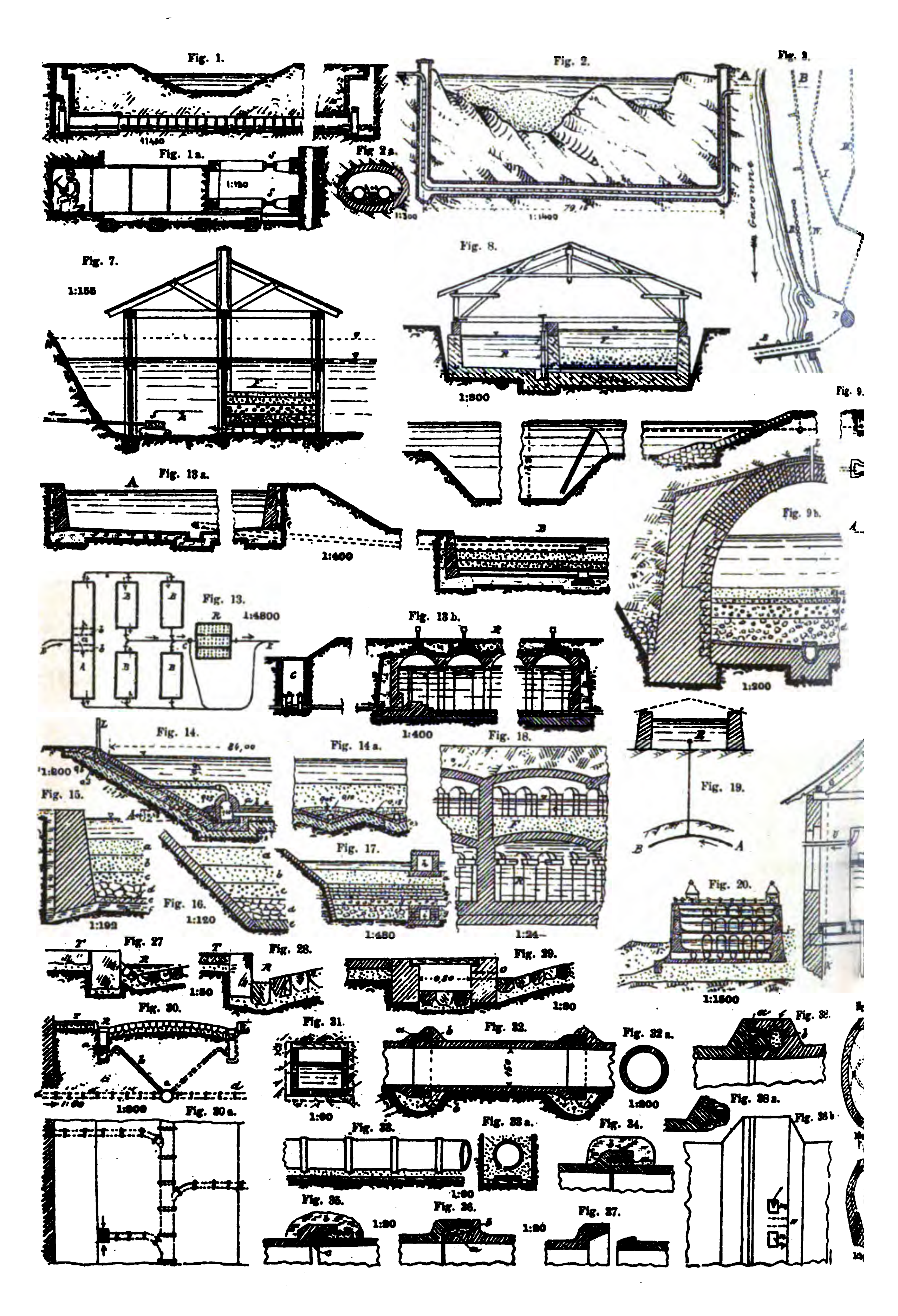
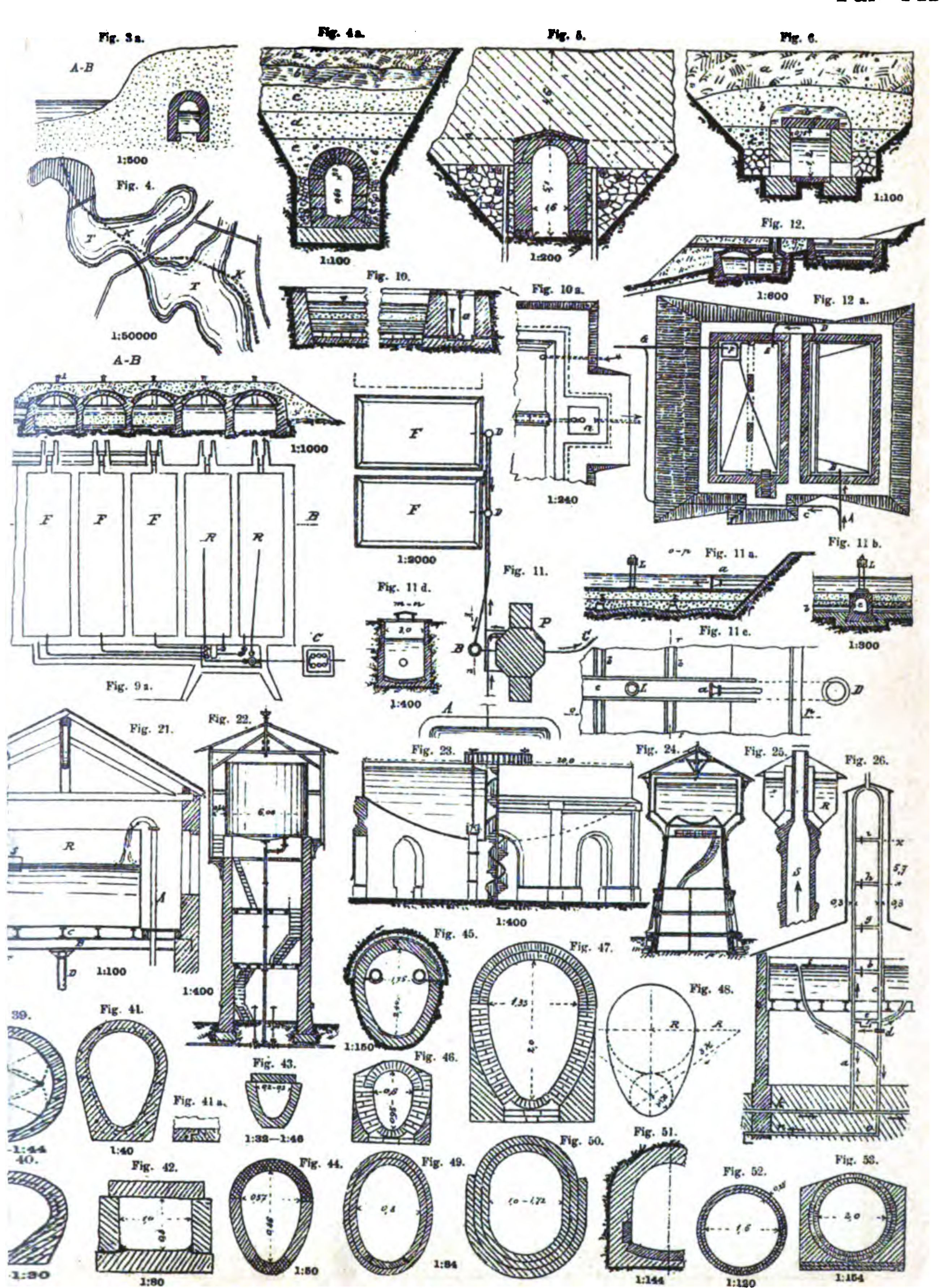


Fig. 4.
Fig. 5.
Fig. 5a.
1:107
1:1600
Fig. 6.
Fig. 7.
1:200
1:200
Fig. 8.
1:500
Fig. 9.
Fig. 10.
Fig. 11.
1:500
1:500
1:200
1:90
1:150
Fig. 12.
Fig. 13.
Fig. 14.
Fig. 15.
Fig. 16.
1:100
1:200
1:200
1:200
Fig. 29.
Fig. 31.
Fig. 32.
Fig. 35.
1:6
Fig. 33.
Fig. 34a.
Fig. 34.
1:6
Fig. 36.
1:30
Fig. 47.
Fig. 37.
Fig. 37a.
Fig. 36b.
Fig. 36a.
1:10
1:75
Fig. 54.
Fig. 54a.
Fig. 55.
Fig. 53.
1:100
1:500
Fig. 55a.
1:40
Fig. 50.
Fig. 56.
Fig. 57
Fig. 57a.
1:20
Fig. 58.
Fig. 59.
Fig. 59a.
1:500
Fig. 60a.
Fig. 60.
1:1000
1:500
Fig. 61.
Fig. 61a.
Fig. 62.
1:3200
1:1250




LIBRA
OF TH
UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA


Fig. 1.
Fig. 1a.
1:120
Fig. 2a.
Fig. 2.
1:300
1:1400
Fig. 3.
B
A
Garonne
Fig. 7.
1:155
Fig. 8.
1:300
Fig. 9.
Fig. 9b.
1:200
Fig. 13a.
A
1:400
B
Fig. 13.
1:4800
Fig. 13b.
1:400
Fig. 14.
1:300
Fig. 14a.
Fig. 15.
Fig. 16.
1:192
1:120
Fig. 17.
1:450
Fig. 18.
1:24
Fig. 19.
Fig. 20.
1:1500
Fig. 27
Fig. 28.
1:50
Fig. 29.
1:30
Fig. 30.
1:300
Fig. 30a.
Fig. 31.
1:30
Fig. 32.
Fig. 32a.
1:300
Fig. 33.
Fig. 33a.
1:30
Fig. 34.
Fig. 35.
1:20
Fig. 36.
1:20
Fig. 37.
Fig. 38.
Fig. 38a.
Fig. 38b


Fig. 3a.
A-B
1:500
Fig. 4.
1:50000
Fig. 4a.
1:100
Fig. 5.
1:200
Fig. 6.
1:100
Fig. 10.
Fig. 10a.
1:240
Fig. 12.
1:600
Fig. 12a.
A-B
1:1000
F
R
C
Fig. 9a.
1:2000
Fig. 11.
Fig. 11d.
1:400
Fig. 11a.
Fig. 11b.
1:300
Fig. 11c.
Fig. 21.
1:100
Fig. 22.
1:400
Fig. 23.
1:400
Fig. 24.
Fig. 25.
Fig. 26.
Fig. 45.
1:150
Fig. 46.
Fig. 47.
Fig. 48.
39.
Fig. 41.
1:40
Fig. 41a.
Fig. 43.
1:32—1:46
40.
Fig. 42.
1:80
1:30
Fig. 44.
1:50
Fig. 49.
1:84
Fig. 50.
Fig. 51.
1:144
Fig. 52.
1:120
Fig. 53.
1:154


UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA

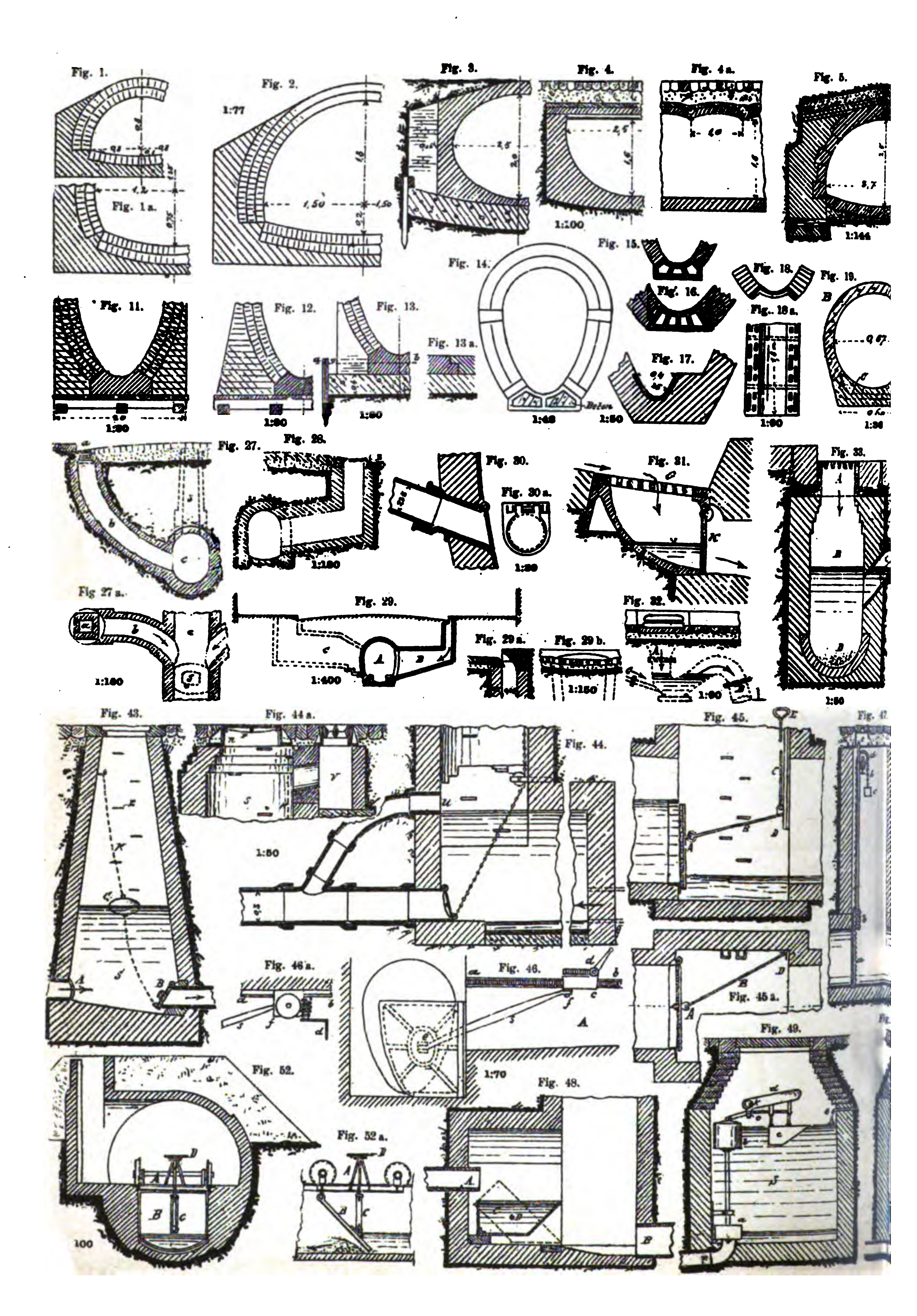


Fig. 1.
Fig. 1 a.
Fig. 2.
1:77
Fig. 3.
Fig. 4.
1:100
Fig. 4 a.
Fig. 5.
1:144
Fig. 11.
1:50
Fig. 12.
1:50
Fig. 13.
1:50
Fig. 13 a.
Fig. 14.
Beton
1:48
Fig. 15.
Fig. 16.
Fig. 17.
1:50
Fig. 18.
Fig. 18 a.
1:50
Fig. 19.
1:36
Fig. 27.
Fig 27 a.
1:150
Fig. 28.
1:150
Fig. 29.
1:400
Fig. 29 a.
Fig. 29 b.
1:150
Fig. 30.
Fig. 30 a.
1:30
Fig. 31.
Fig. 32.
1:50
Fig. 33.
1:50
Fig. 43.
Fig. 44 a.
Fig. 44.
1:50
Fig. 45.
Fig. 45 a.
Fig. 46 a.
Fig. 46.
1:70
Fig. 48.
Fig. 49.
Fig. 52.
Fig. 52 a.
100

Taf. IX.

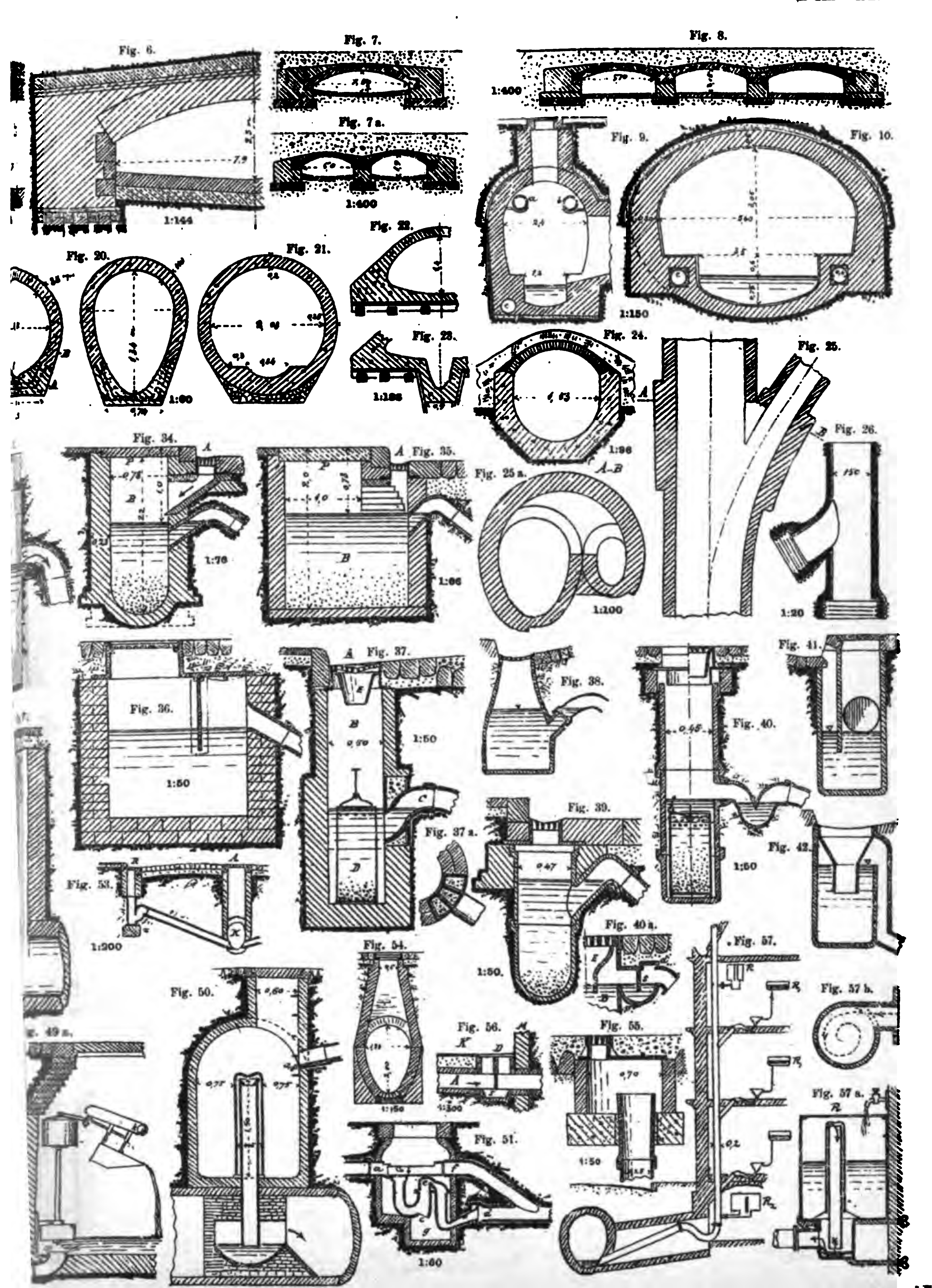
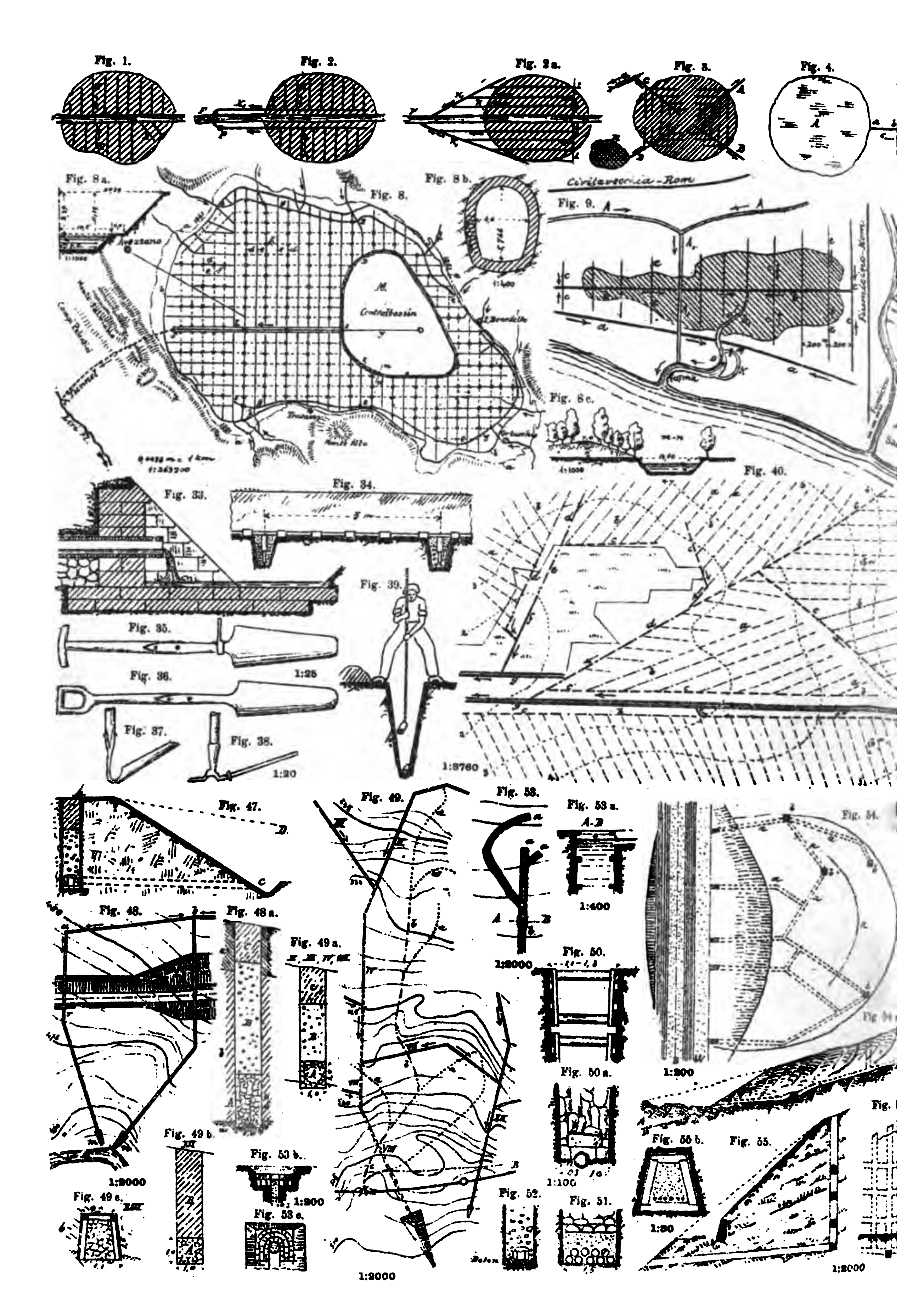
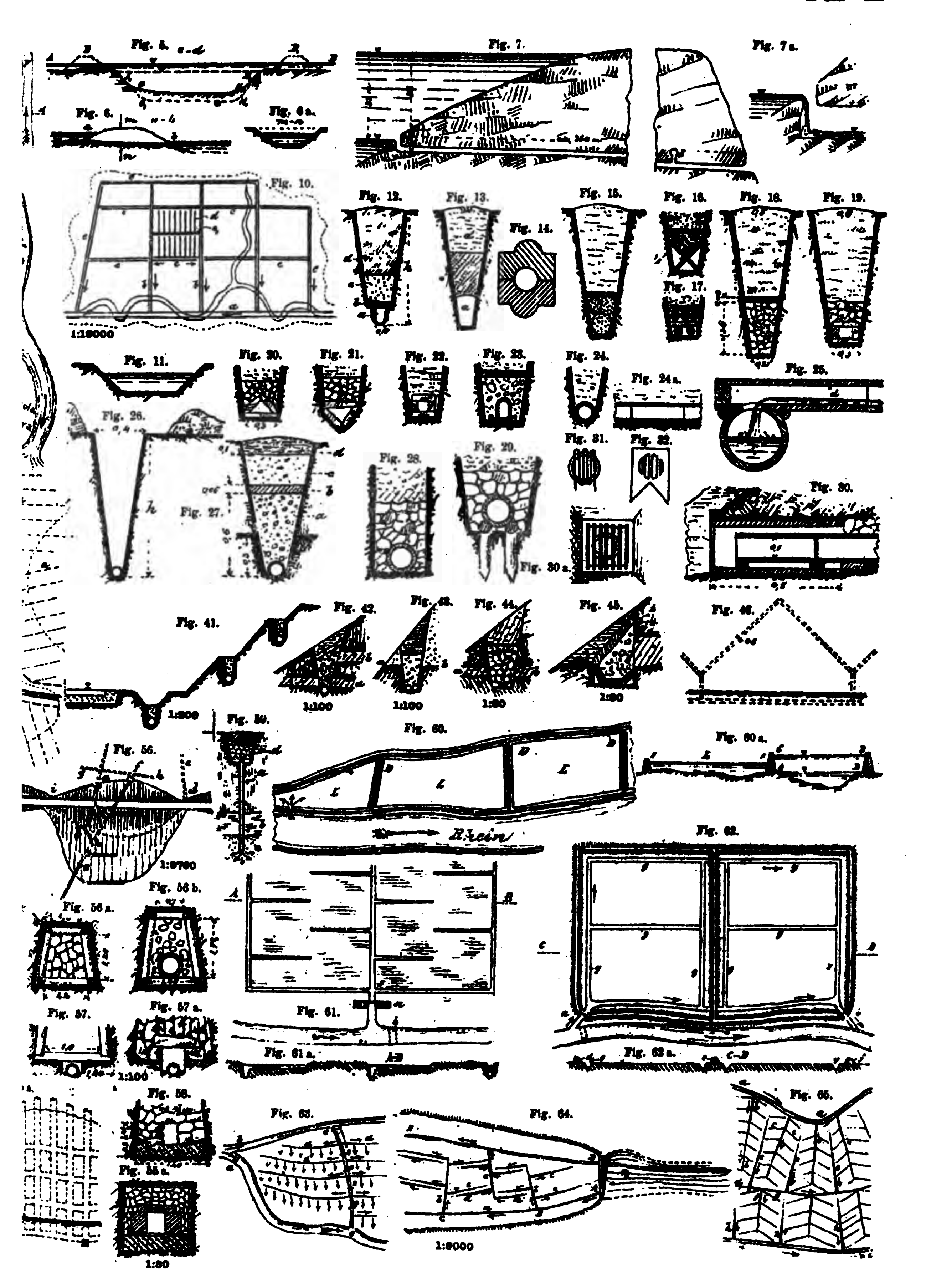
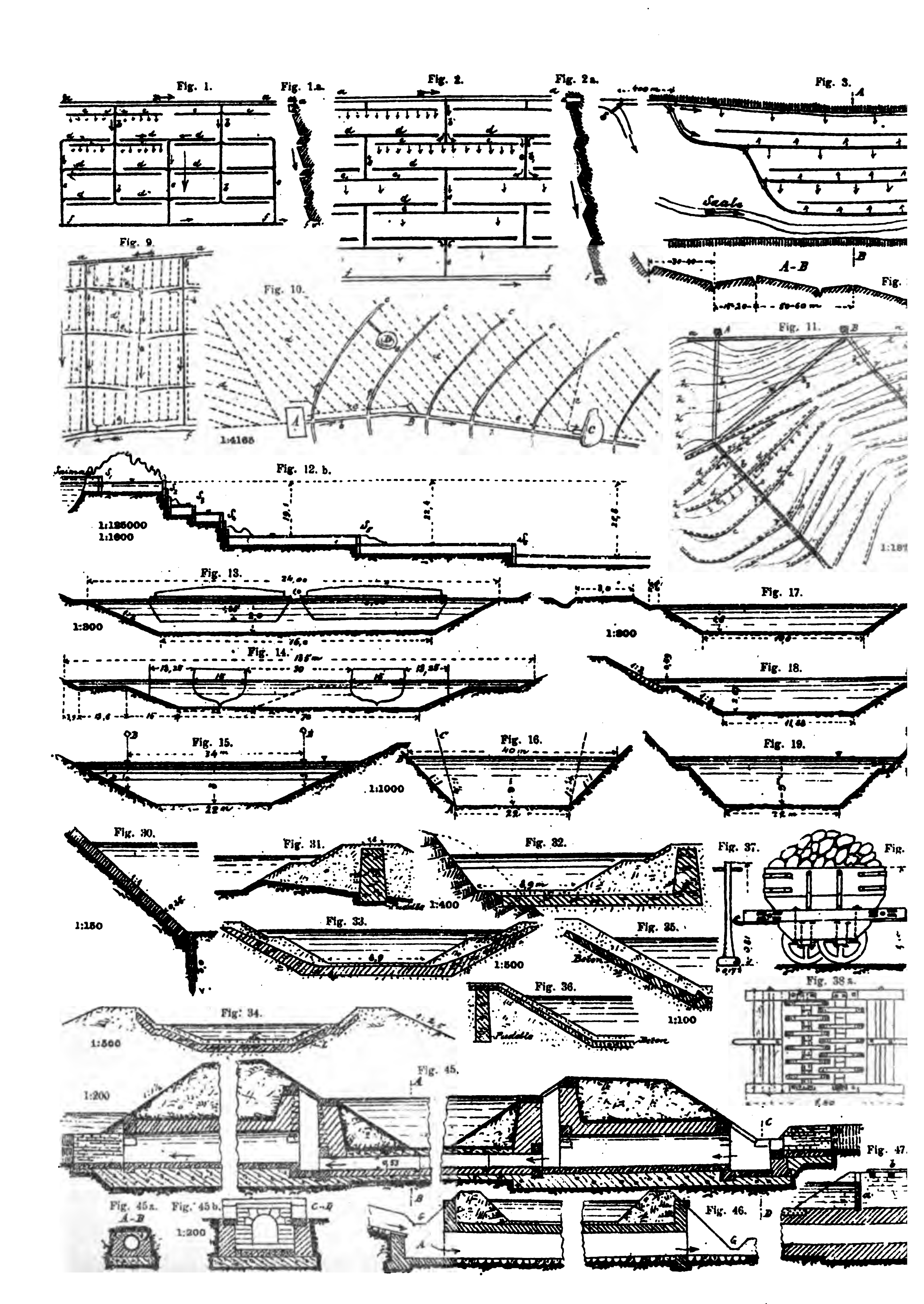
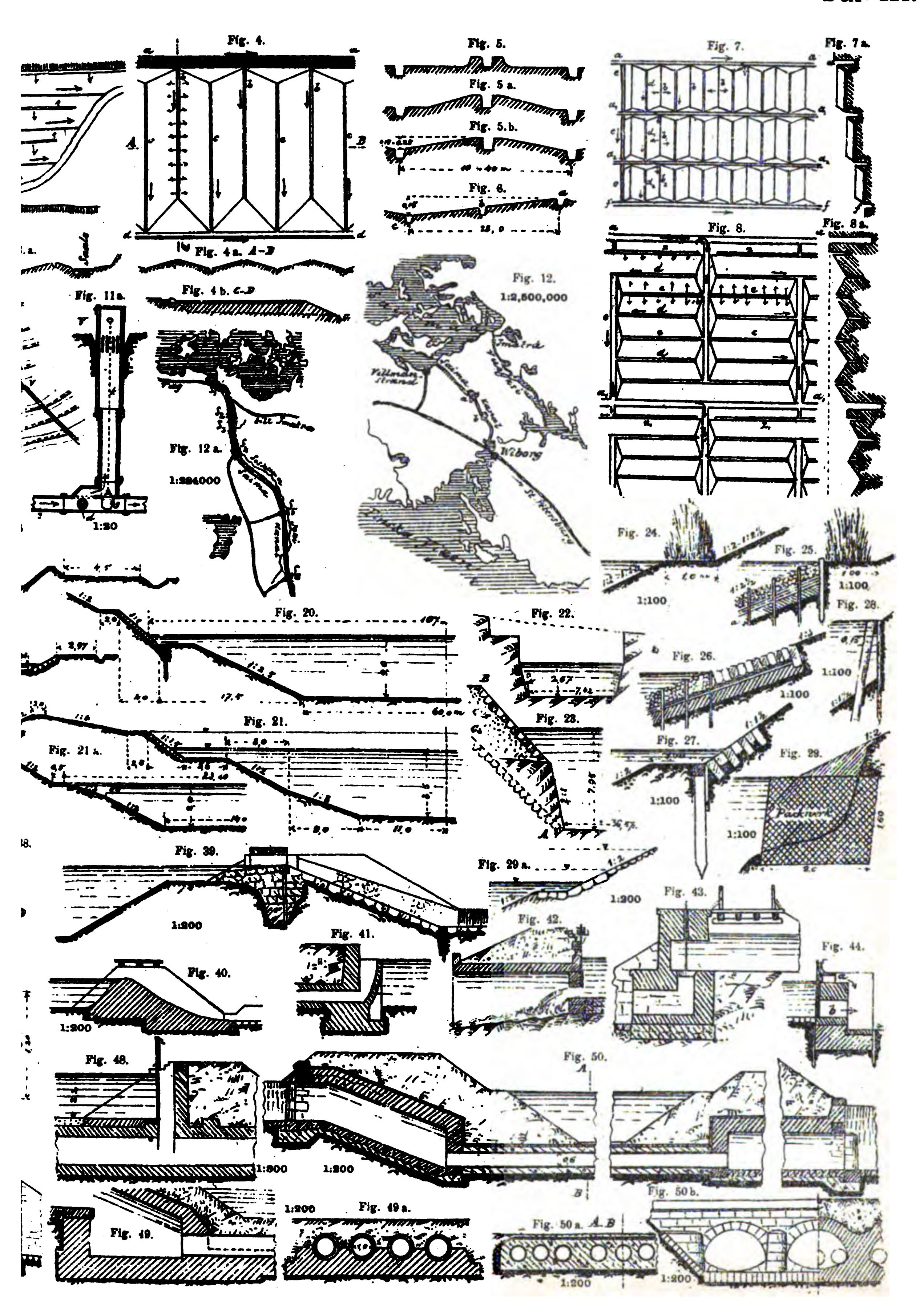


Fig. 6.
1:144
Fig. 7.
Fig. 7 a.
1:400
Fig. 8.
1:400
Fig. 9.
Fig. 10.
1:150
Fig. 20.
Fig. 21.
1:60
Fig. 22.
Fig. 23.
1:166
Fig. 24.
1:96
Fig. 25.
Fig. 25 a.
1:100
Fig. 26.
1:20
Fig. 34.
1:76
Fig. 35.
1:66
Fig. 36.
1:50
Fig. 37.
1:50
Fig. 37 a.
Fig. 38.
Fig. 39.
1:50.
Fig. 40.
1:50
Fig. 40 a.
Fig. 41.
Fig. 42.
Fig. 53.
1:200
Fig. 49 a.
Fig. 50.
Fig. 54.
1:150
Fig. 56.
1:300
Fig. 51.
1:60
Fig. 55.
1:50
Fig. 57.
Fig. 57 b.
Fig. 57 a.


Fig. 1.
Fig. 2.
Fig. 2a.
Fig. 3.
Fig. 4.
Fig. 8a.
Fig. 8.
Fig. 8b.
Civitavecchia - Rom
Fig. 9.
Centralbassin
Fig. 8c.
Fig. 40.
Fig. 33.
Fig. 34.
Fig. 39.
Fig. 35.
1:25
Fig. 36.
Fig. 37.
Fig. 38.
1:20
1:3760
Fig. 47.
Fig. 49.
Fig. 58.
Fig. 53a.
Fig. 54.
1:400
Fig. 48.
Fig. 48a.
Fig. 49a.
1:2000
Fig. 50.
Fig. 50a.
1:200
1:100
Fig. 49b.
Fig. 53b.
1:200
Fig. 55b.
Fig. 55.
1:2000
Fig. 49c.
Fig. 53c.
Fig. 52.
Fig. 51.
1:30
1:2000
1:2000


Fig. 5.
Fig. 6.
Fig. 6 a.
Fig. 7.
Fig. 7 a.
Fig. 10.
1:19000
Fig. 11.
Fig. 12.
Fig. 13.
Fig. 14.
Fig. 15.
Fig. 16.
Fig. 17.
Fig. 18.
Fig. 19.
Fig. 20.
Fig. 21.
Fig. 22.
Fig. 23.
Fig. 24.
Fig. 24 a.
Fig. 25.
Fig. 26.
Fig. 27.
Fig. 28.
Fig. 29.
Fig. 30.
Fig. 30 a.
Fig. 31.
Fig. 32.
Fig. 41.
Fig. 42.
Fig. 43.
Fig. 44.
Fig. 45.
Fig. 46.
1:100
1:100
1:80
1:80
Fig. 50.
Fig. 56.
1:9700
Fig. 56 a.
Fig. 56 b.
Fig. 57.
Fig. 57 a.
1:100
Fig. 58.
Fig. 58 a.
1:80
Fig. 60.
Rhein
Fig. 60 a.
Fig. 61.
Fig. 61 a.
A-B
Fig. 62.
Fig. 62 a.
C-D
Fig. 63.
Fig. 64.
1:9000
Fig. 65.


Fig. 1.
Fig. 1a.
Fig. 2.
Fig. 2a.
Fig. 3.
Saale
A-B
Fig. 9.
Fig. 10.
1:4166
Fig. 11.
Fig. 12. b.
1:125000
1:1600
Fig. 13.
24,00
1:300
Fig. 14.
Fig. 15.
34 m
22 m
Fig. 16.
40 m
22
1:1000
Fig. 17.
1:300
Fig. 18.
Fig. 19.
Fig. 30.
1:150
Fig. 31.
Fig. 32.
1:400
Fig. 33.
1:500
Fig. 34.
1:500
Fig. 35.
Beton
Fig. 36.
Beton
1:100
Fig. 37.
Fig. 38 a.
1:200
Fig. 45.
Fig. 45 a.
A-B
Fig. 45 b.
C-D
1:200
Fig. 46.
Fig. 47.


Fig. 4.
Fig. 4 a. A–B
Fig. 4 b. C–D
Fig. 5.
Fig. 5 a.
Fig. 5.b.
Fig. 6.
Fig. 7.
Fig. 7 a.
Fig. 8.
Fig. 8 a.
Fig. 11 a.
1:20
Fig. 12.
1:2,500,000
Wiborg
Fig. 12 a.
1:224000
Fig. 20.
Fig. 21.
Fig. 21 a.
Fig. 22.
Fig. 23.
Fig. 24.
1:100
Fig. 25.
1:100
Fig. 26.
1:100
Fig. 27.
1:100
Fig. 28.
1:100
Fig. 29.
1:100
Packwerk
Fig. 29 a.
1:200
Fig. 39.
1:200
Fig. 40.
1:200
Fig. 41.
Fig. 42.
Fig. 43.
Fig. 44.
Fig. 48.
1:800
1:200
Fig. 49.
1:200
Fig. 49 a.
Fig. 50.
Fig. 50 a. A–B
1:200
Fig. 50 b.
1:200



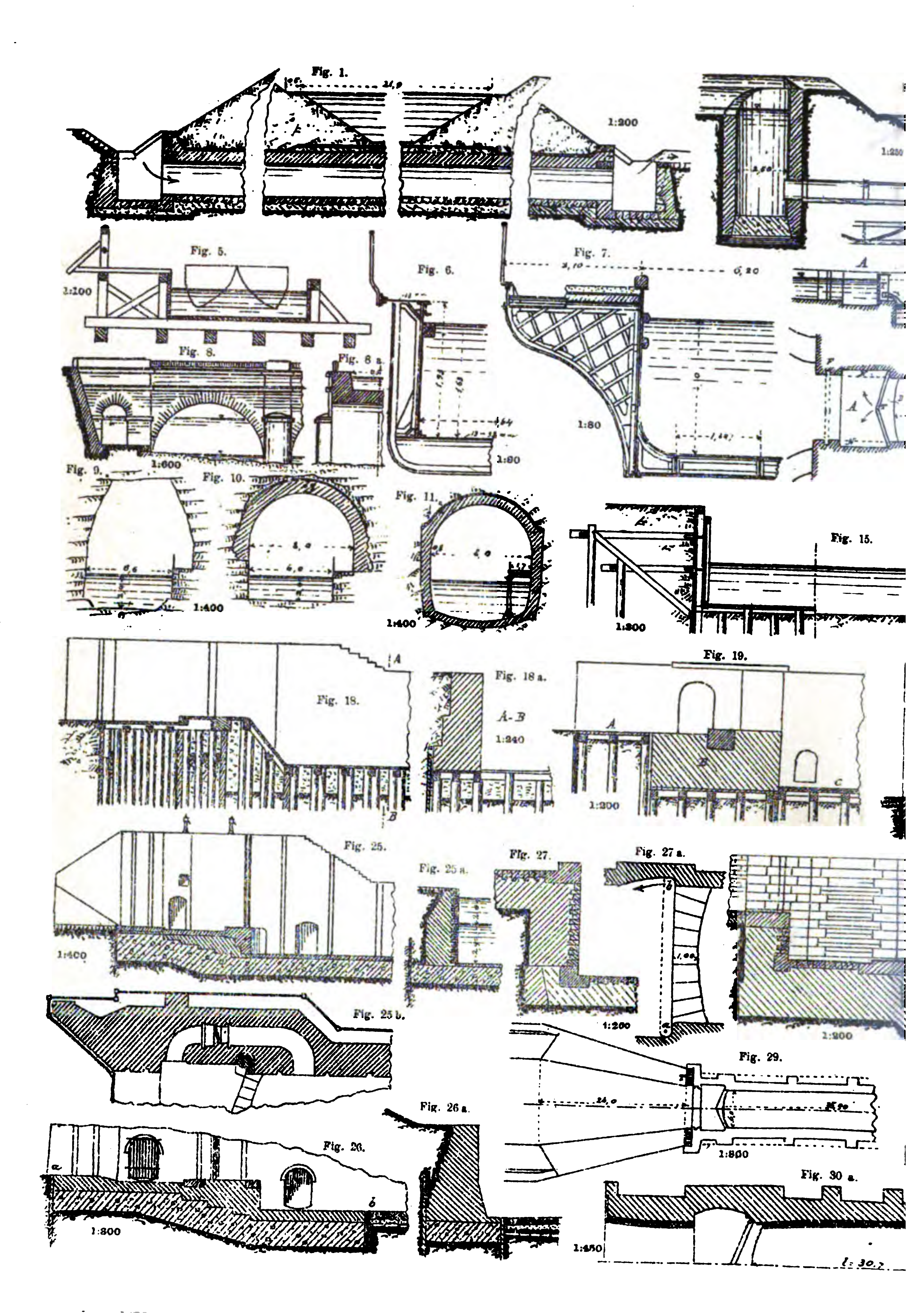
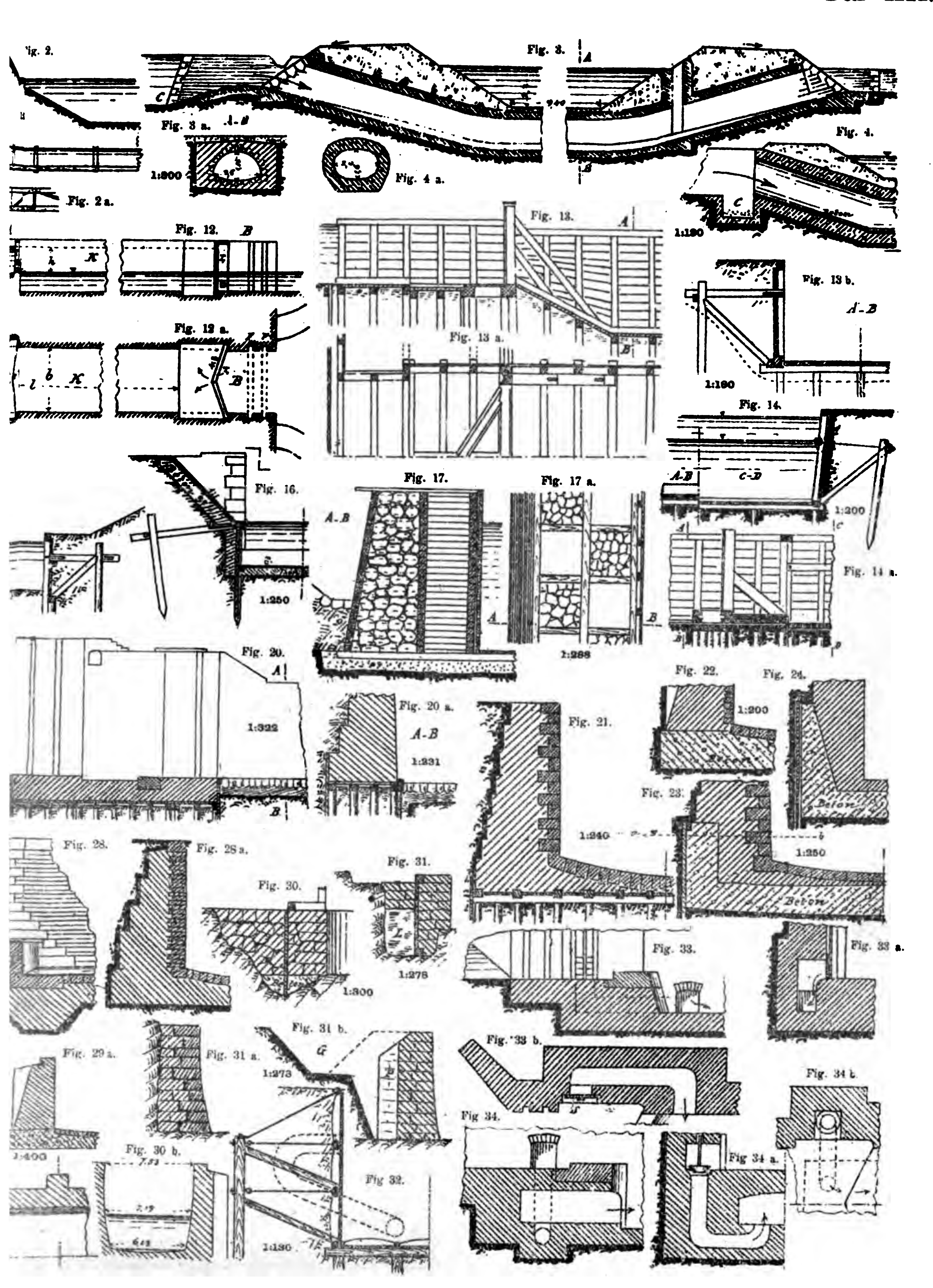


Fig. 1.
1:200
Fig. 5.
1:200
Fig. 6.
Fig. 7.
1:80
Fig. 8.
Fig. 8 a.
1:600
1:80
Fig. 9.
Fig. 10.
Fig. 11.
1:400
1:400
Fig. 15.
1:300
Fig. 18.
Fig. 18 a.
A-B
1:240
Fig. 19.
1:200
Fig. 25.
1:400
Fig. 25 a.
Fig. 27.
Fig. 27 a.
1:200
1:200
Fig. 25 b.
Fig. 29.
1:800
Fig. 26 a.
Fig. 26.
1:800
Fig. 30 a.
1:450


Fig. 2.
Fig. 2 a.
Fig. 3.
Fig. 3 a.
A-B
1:800
Fig. 4.
Fig. 4 a.
1:180
Fig. 12.
Fig. 12 a.
Fig. 13.
Fig. 13 a.
Fig. 13 b.
A-B
1:180
Fig. 14.
A-B
C-D
1:200
Fig. 14 a.
Fig. 16.
1:250
Fig. 17.
A-B
Fig. 17 a.
1:288
Fig. 20.
1:322
Fig. 20 a.
A-B
1:231
Fig. 21.
1:240
Fig. 22.
1:200
Fig. 23.
1:250
Fig. 24.
Beton
Fig. 28.
Fig. 28 a.
Fig. 30.
1:300
Fig. 31.
1:278
Fig. 33.
Fig. 33 a.
Fig. 29 a.
1:400
Fig. 31 a.
Fig. 31 b.
1:273
Fig. 33 b.
Fig. 34.
Fig. 34 a.
Fig. 34 b.
Fig. 30 b.
Fig. 32.
1:130


UNIV
OF
CALIFORNIA


UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA


UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA

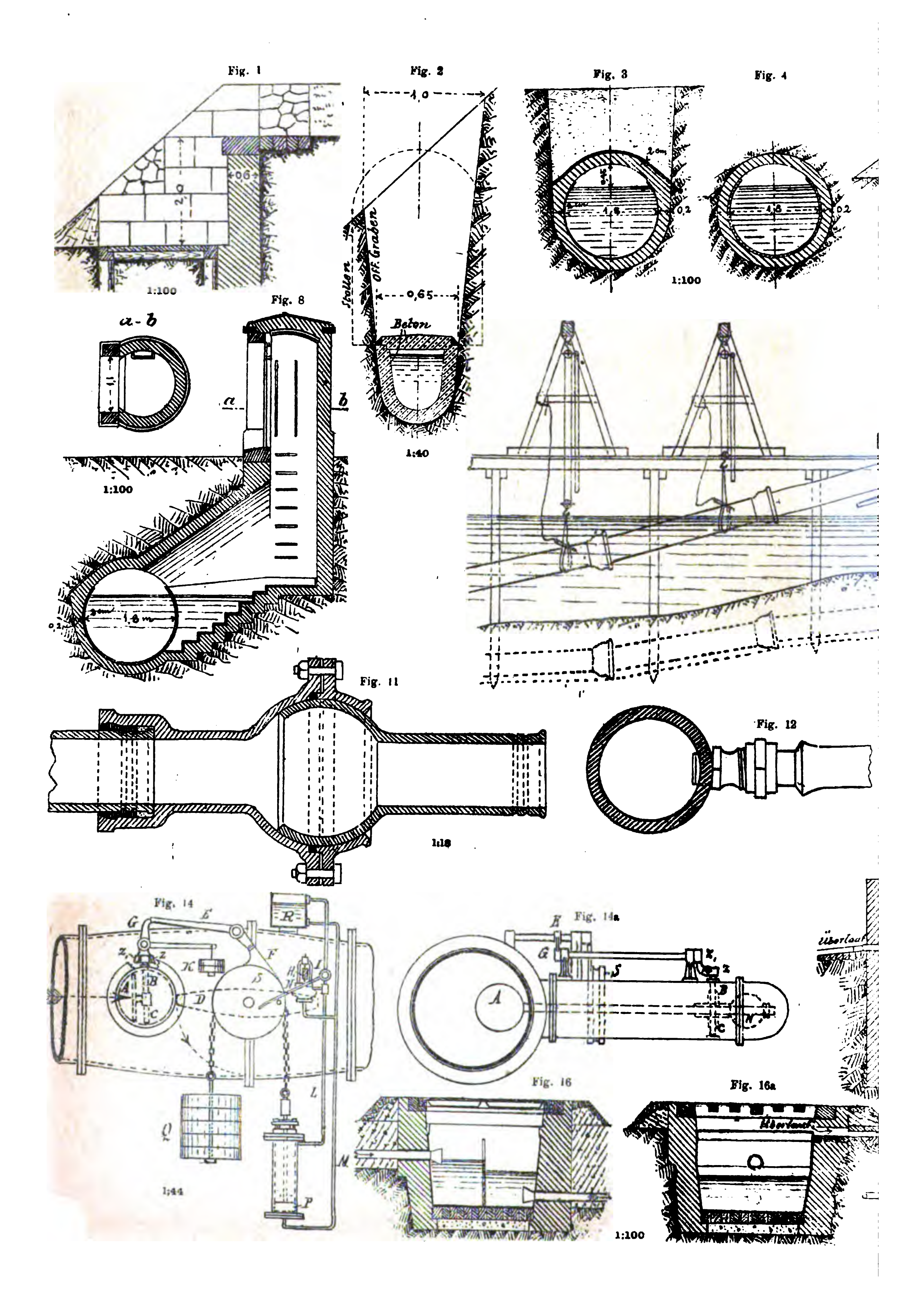
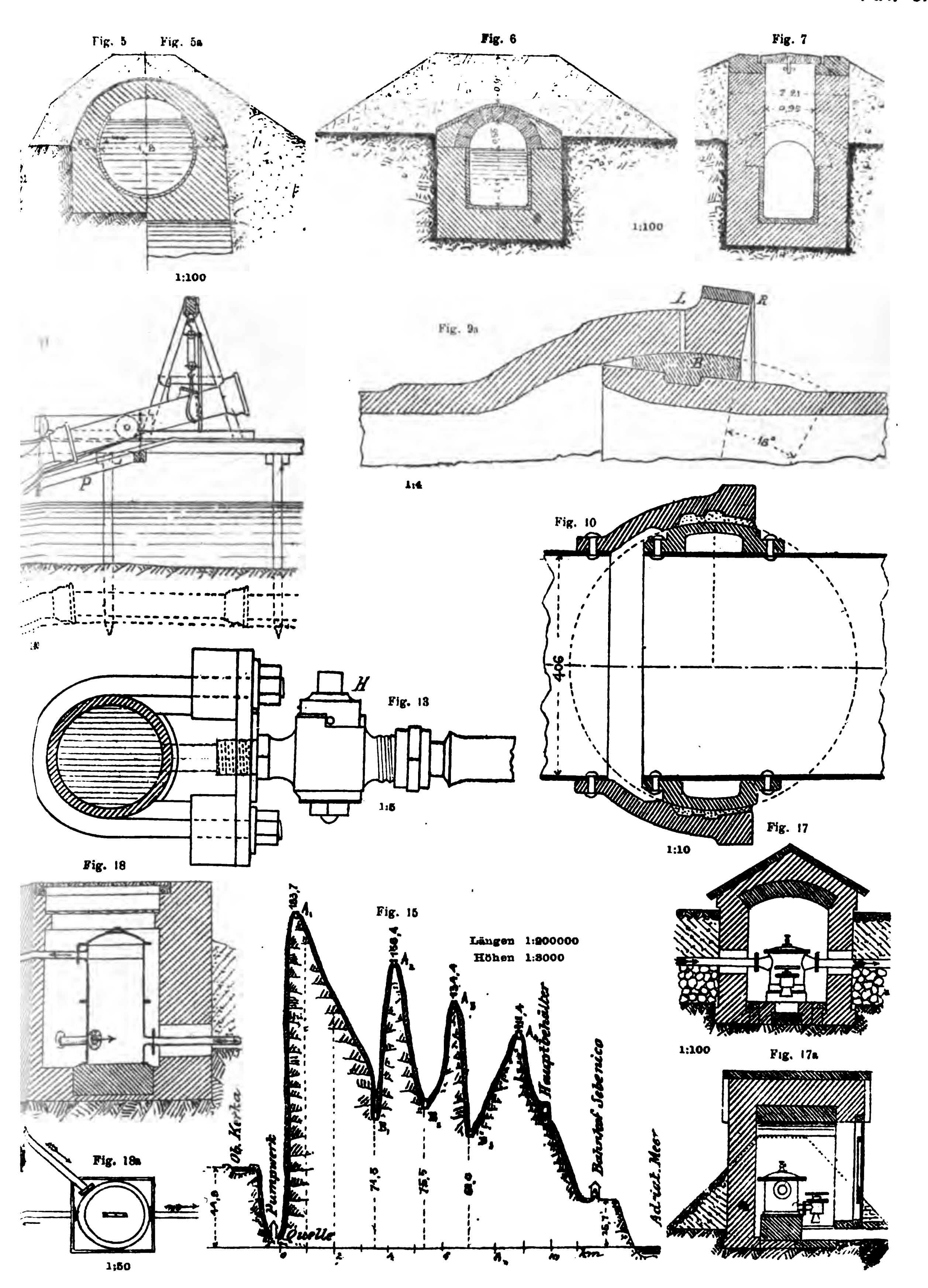


Fig. 1
0,6
2,0
1:100
Fig. 2
1,0
Off. Graben
Stollen
0,65
Beton
1:40
Fig. 3
Fig. 4
1,8
0,2
1:100
Fig. 8
a-b
a
b
1:100
0,2
1,8 m
Fig. 11
1:18
Fig. 12
Fig. 14
G
E
F
K
B
C
D
R
L
M
P
Q
1:44
Fig. 14a
A
S
Fig. 16
Fig. 16a
Überlauf
1:100


Fig. 5
Fig. 5a
1:100
Fig. 6
1:100
Fig. 7
Fig. 9a
L
R
B
1:4
P
Fig. 10
406
1:10
H
Fig. 13
1:5
Fig. 17
1:100
Fig. 17a
Fig. 18
Fig. 18a
1:50
Fig. 15
Längen 1:200000
Höhen 1:8000
Ob. Kerka
Pumpwerk
Quelle
Hauptbehälter
Bahnhof Sebenico
Adriat. Meer
km


LIBRARY
OF THE
UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA

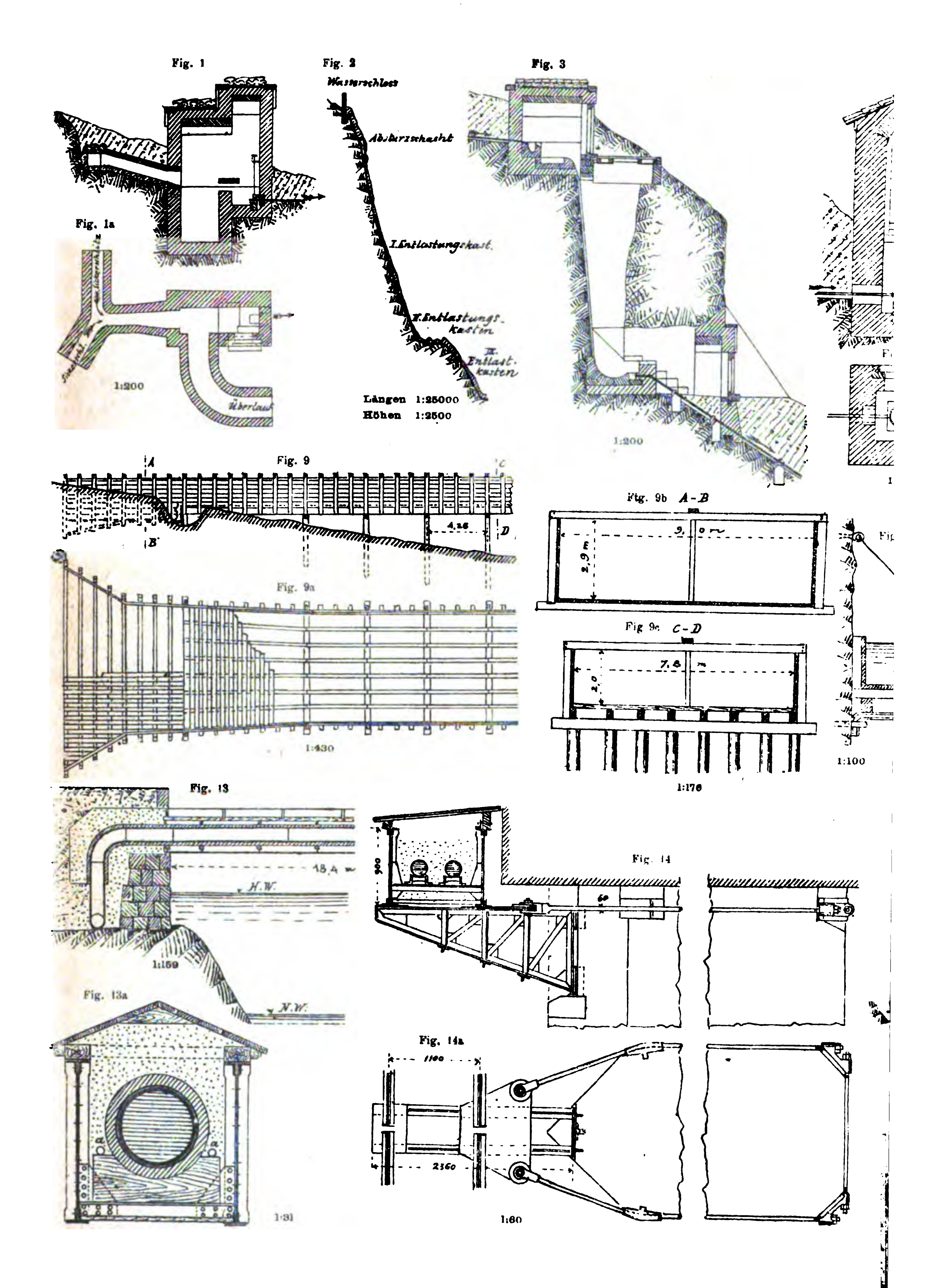


Fig. 1
Fig. 1a
1:200
Überlauf
Fig. 2
Wasserschloss
Abkürzschacht
I. Entlastungskast.
II. Entlastungs-kasten
III. Entlast. kasten
Längen 1:25000
Höhen 1:2500
Fig. 3
1:200
Fig. 9
A
B
C
D
4,25
Fig. 9a
1:430
Fig. 9b A-B
9,0 m
2,9 m
Fig 9c C-D
7,6 m
2,0
1:176
1:100
Fig. 13
18,4 m
H.W.
N.W.
1:159
Fig. 13a
1:31
Fig. 14
900
60
Fig. 14a
1100
2360
1:60

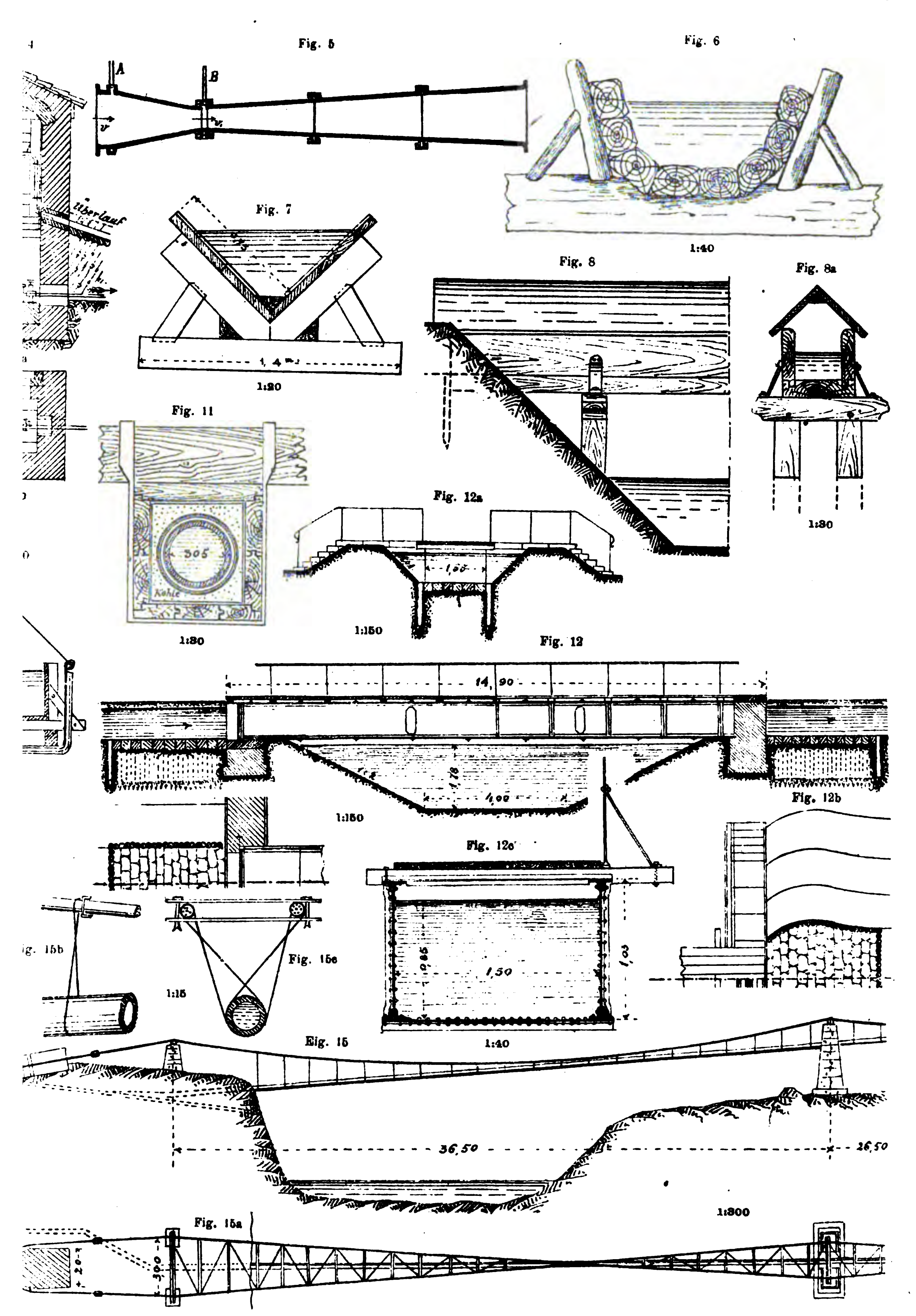

Fig. 5
A
B
v
v₁
Fig. 6
1:40
Fig. 7
1, 4 m
1:20
Überlauf
Fig. 8
Fig. 8a
1:30
Fig. 11
305
Kohle
1:30
Fig. 12a
1,60
1:150
Fig. 12
14, 90
1,78
4,00
1:150
Fig. 12b
Fig. 12c
0,85
1,50
1,03
1:40
Fig. 15b
Fig. 15c
1:15
Fig. 15
36,50
26,50
1:300
Fig. 15a
3,00
2,0

Fig. 1

Beton

Fig. 1a

1:475

Fig. 2

0,5

15,0

Fig. 2a

1:205

Fig. 4

Fig. 4a

26,2

26,2

40,0

d = 500

d = 450

1:400

Fig. 5

43,5

A

11,6

11,5

B

K

b

S

a

m

n

Fig. 5a

A-B

41,5 m

Fels

Sand

Kies

Ziegel

1:200

Fig. 4b

a

0,5

b

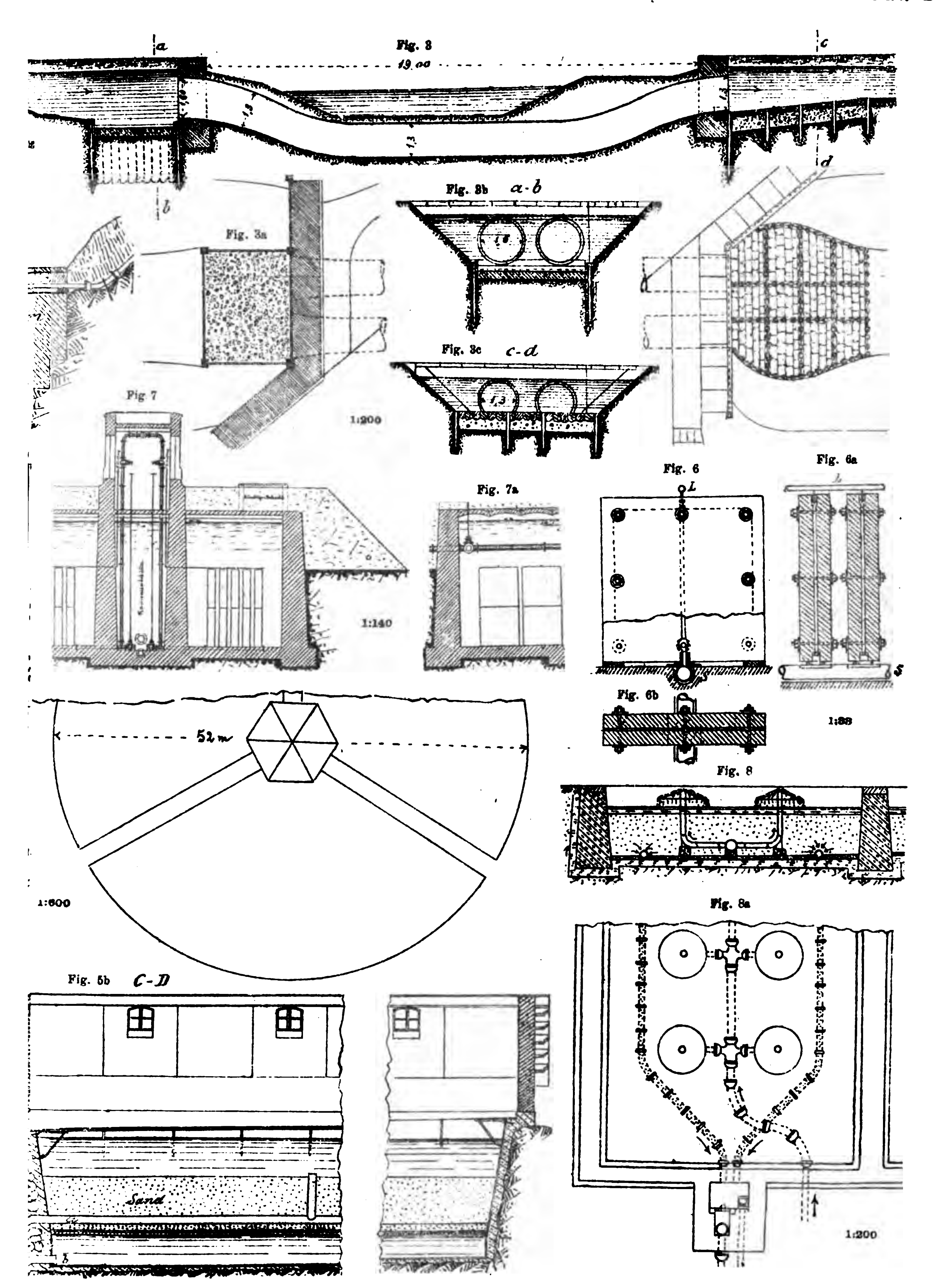
c

Beton

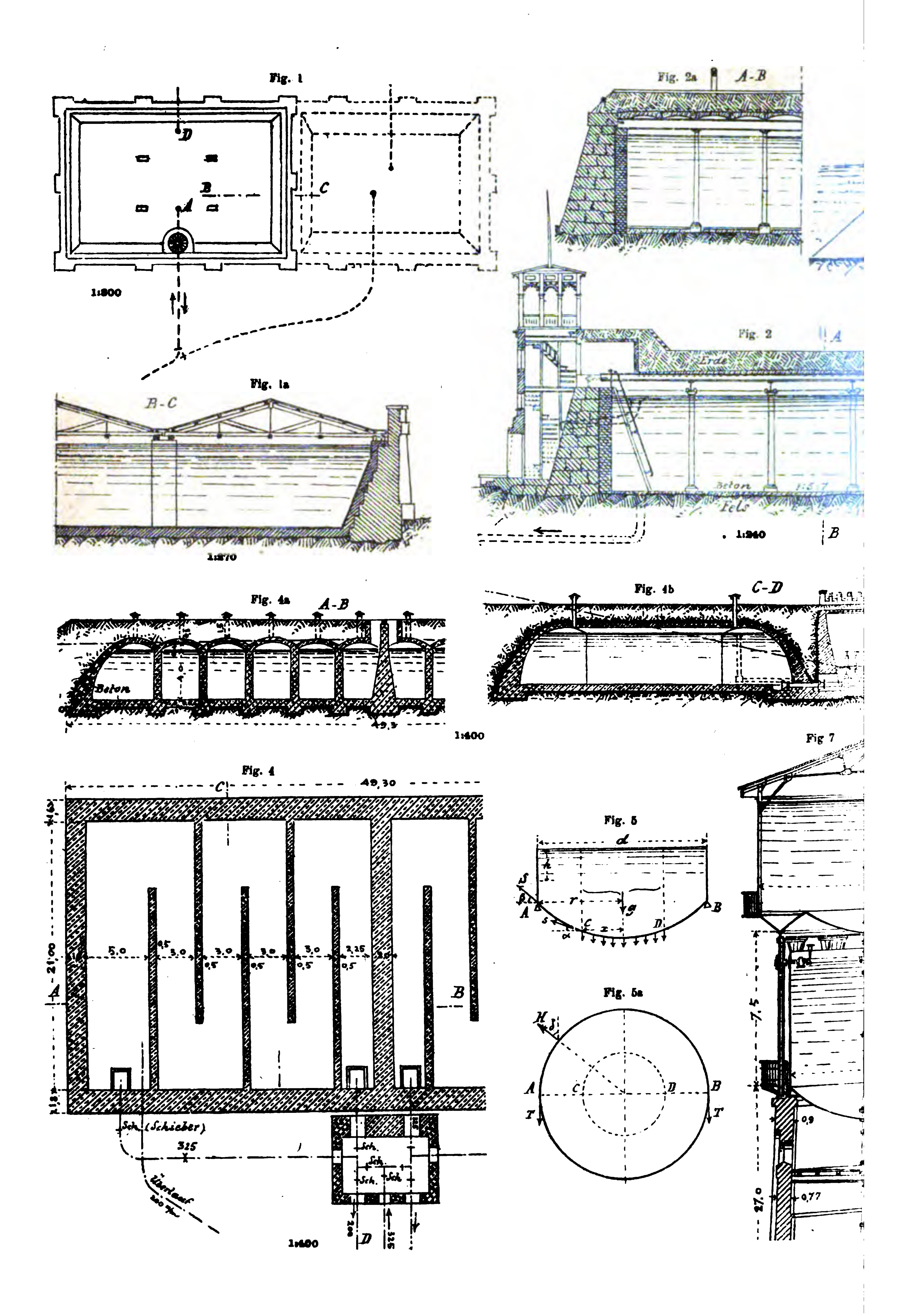
Thon

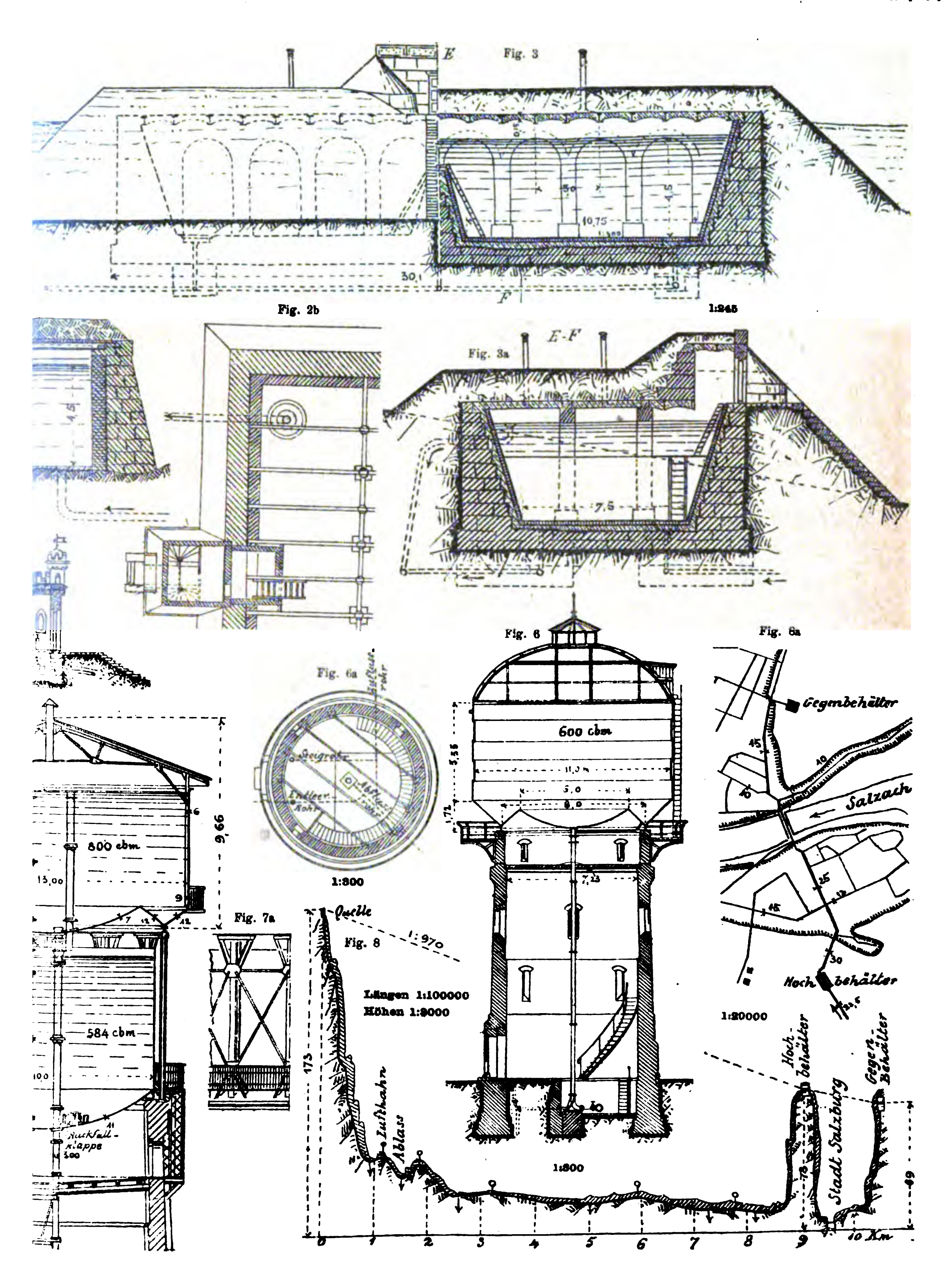
Beton

1:50


Fig. 3
19,00
a
b
c
d
Fig. 3a
Fig. 3b a-b
Fig. 3c c-d
1:200
Fig 7
Fig. 7a
1:140
Fig. 6
L
Fig. 6a
Fig. 6b
1:88
52 m
1:600
Fig. 8
Fig. 8a
1:200
Fig. 5b C-D
Sand




Fig. 1
D
B
C
A
1:800
Fig. 1a
B-C
1:270
Fig. 2a
A-B
Fig. 2
A
Erde
Beton
Fels
1:240
B
Fig. 4a
A-B
Beton
49,3
1:400
Fig. 4b
C-D
Fig 7
Fig. 4
C
49,30
5,0
3,0
2,25
0,5
21,00
A
B
Sch. (Schieber)
325
Sch.
Überlauf
D
1:400
Fig. 5
d
h
r
g
A
B
C
D
x
s
α
Fig. 5a
H
δ
A
C
D
B
T
7,5
0,9
0,77
27,0


Fig. 3
E
F
30,1
10,75
4,5
Fig. 2b
1:245
E-F
Fig. 3a
7,5
4,5
Fig. 6
Fig. 6a
Fig. 6a
Steigrohr
Endleer-Rohr
Abflussrohr
Luftrohr
1:300
600 cbm
11,0 m
5,0
8,0
5,55
1,72
7,23
1:300
Fig. 8a
Gegenbehälter
Salzach
Hochbehälter
1:20000
800 cbm
584 cbm
9,66
15,00
10,0
Rückfall-klappe
Fig. 7a
Quelle
Fig. 8
1:970
Längen 1:100000
Höhen 1:3000
173
Lufthahn
Ablass
Hochbehälter
Gegenbehälter
Stadt Salzburg
78
49
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10 Km





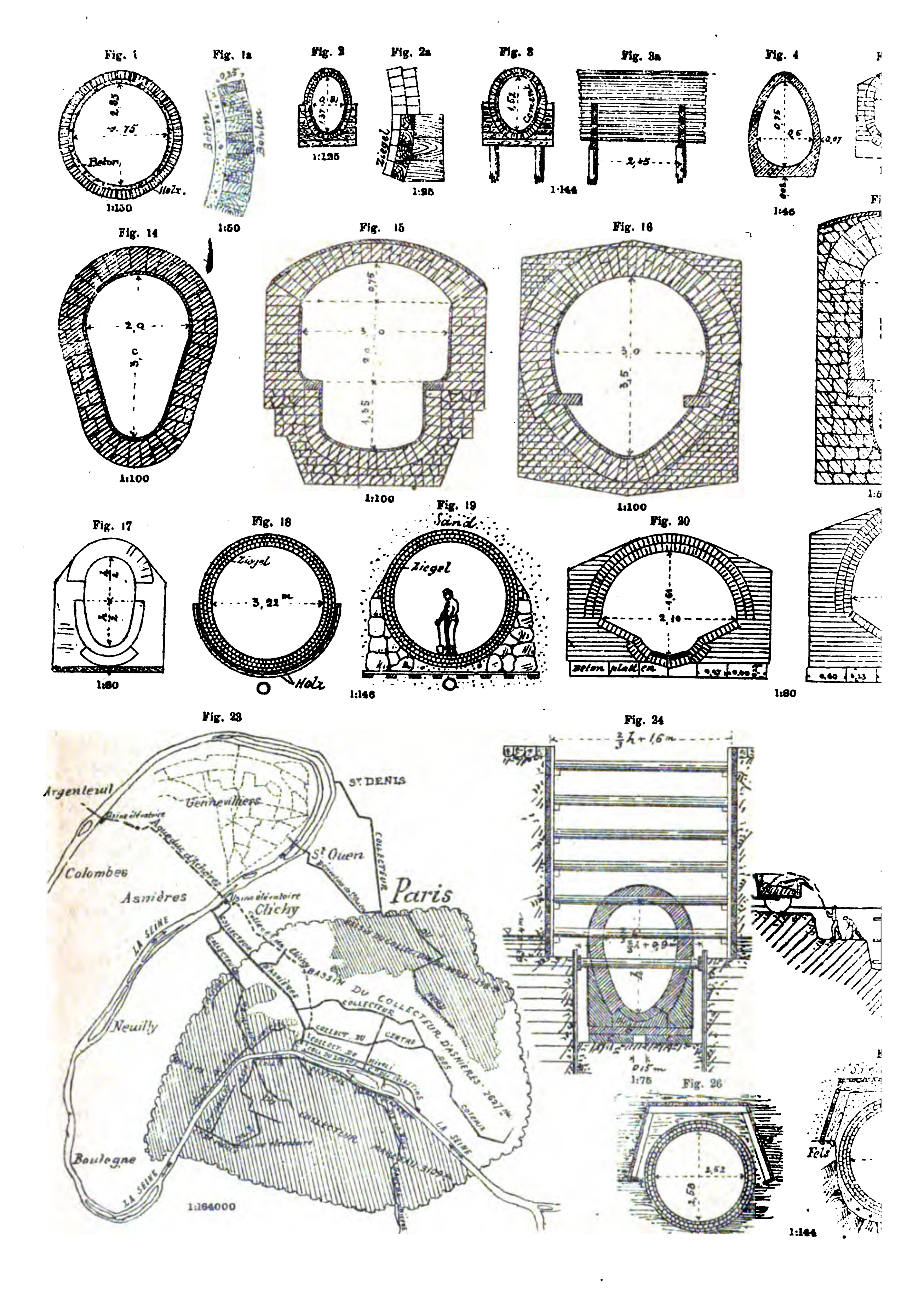
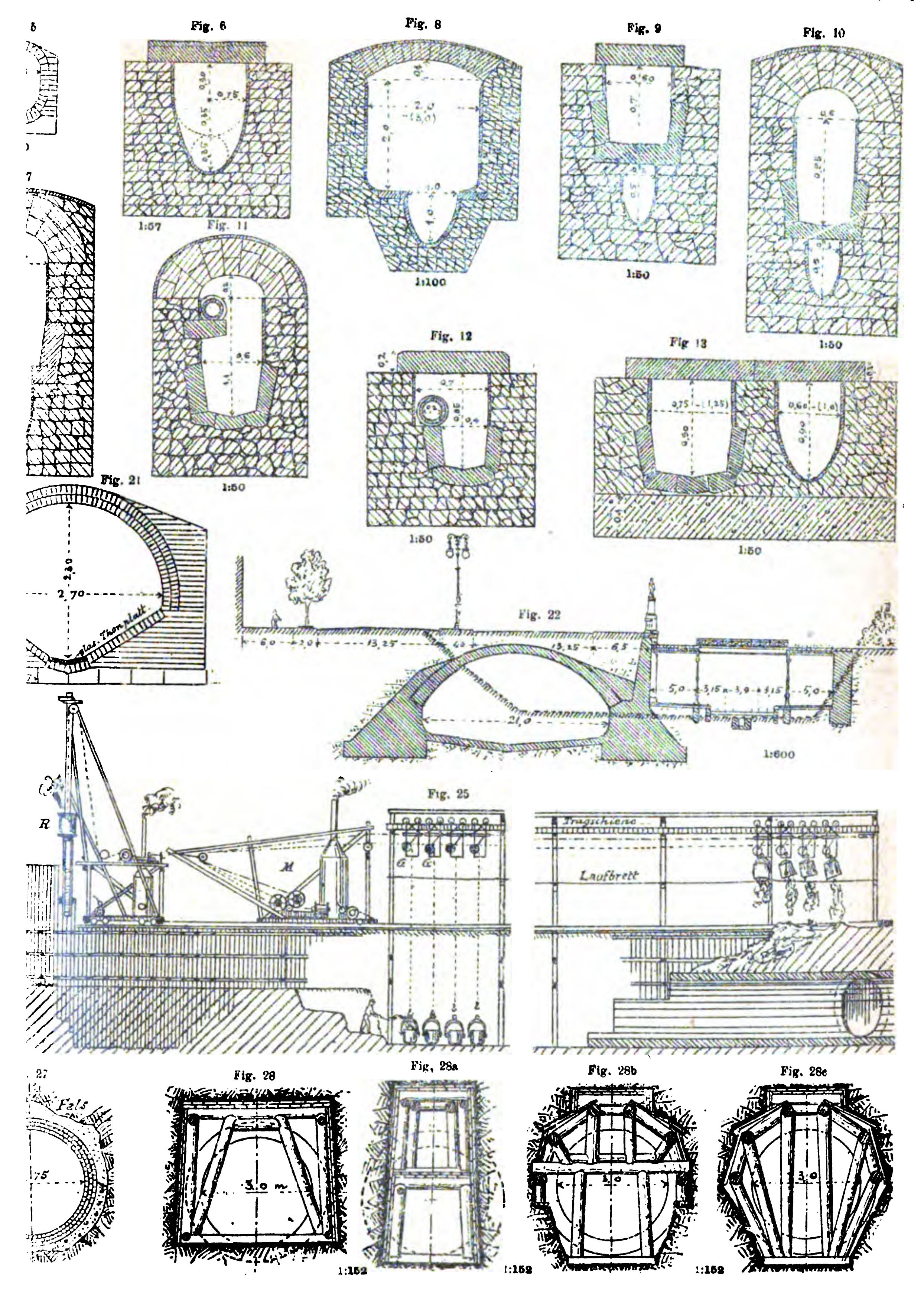


Fig. 1
Beton
Holz.
1:150
Fig. 1a
Beton
Bohlen
1:50
Fig. 2
1:135
Fig. 2a
Ziegel
1:25
Fig. 3
Cement
1:144
Fig. 3a
Fig. 4
1:46
Fig. 14
1:100
Fig. 15
1:100
Fig. 16
1:100
Fig. 17
1:80
Fig. 18
Ziegel
Holz
Fig. 19
Sand
Ziegel
1:146
Fig. 20
Beton platten
1:80
Fig. 23
Argenteuil
Gennevilliers
St DENIS
Colombes
Asnières
St Ouen
COLLECTEUR
Paris
Clichy
LA SEINE
Neuilly
BASSIN DU COLLECTEUR D'ASNIÈRES
Boulogne
LA SEINE
1:164000
Fig. 24
1:75
Fig. 26
1:144
Fels


Fig. 6
1:57
Fig. 8
1:100
Fig. 9
1:50
Fig. 10
1:50
Fig. 11
1:50
Fig. 12
1:50
Fig 13
1:50
Fig. 21
2,70
glas. Thonplatt
Fig. 22
21,0
1:600
Fig. 25
R
M
Tragschiene
Laufbrett
Fig. 28
3,0 m
Fig. 28a
Fig. 28b
Fig. 28c
Fels
1:152
1:152
1:152



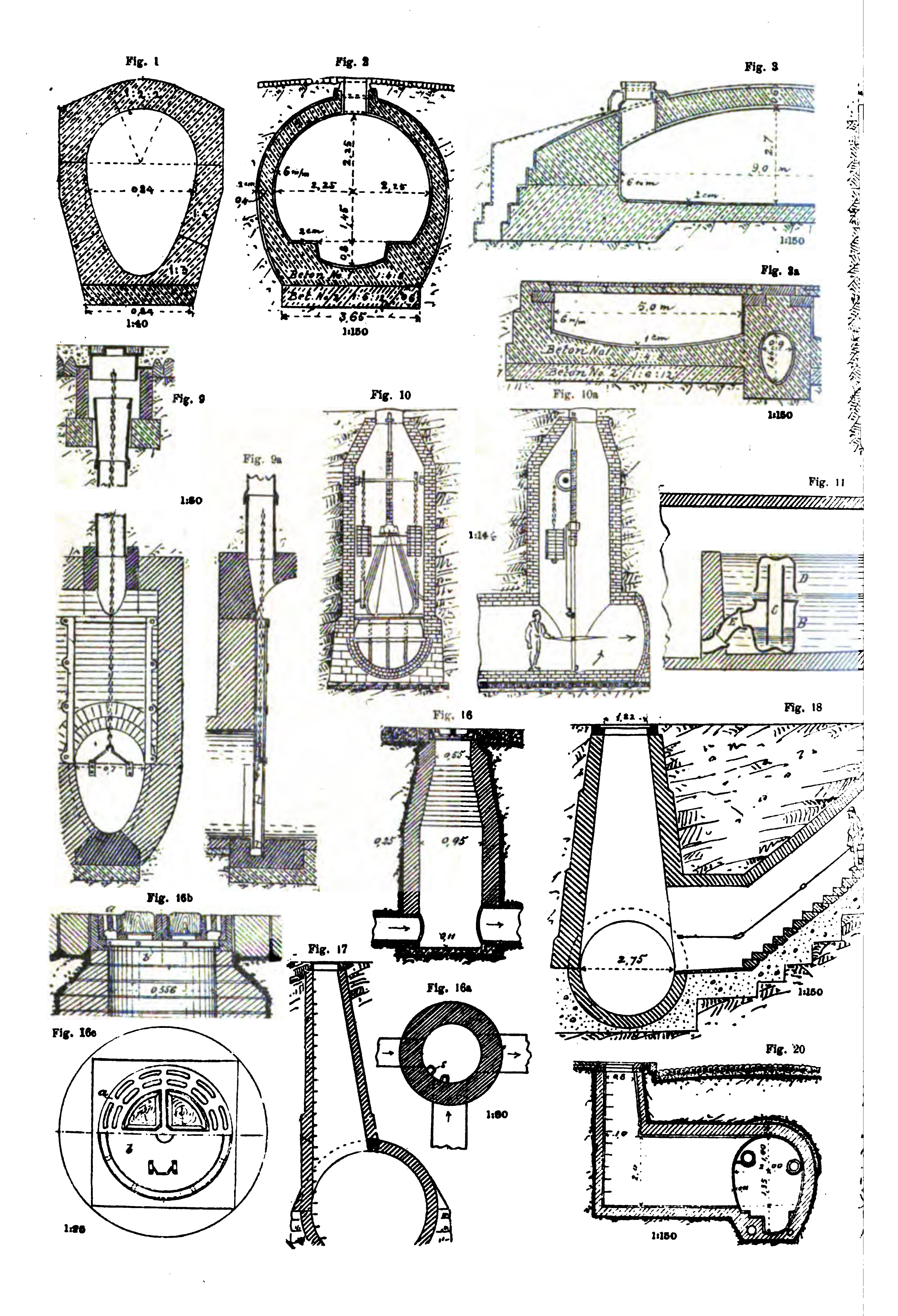
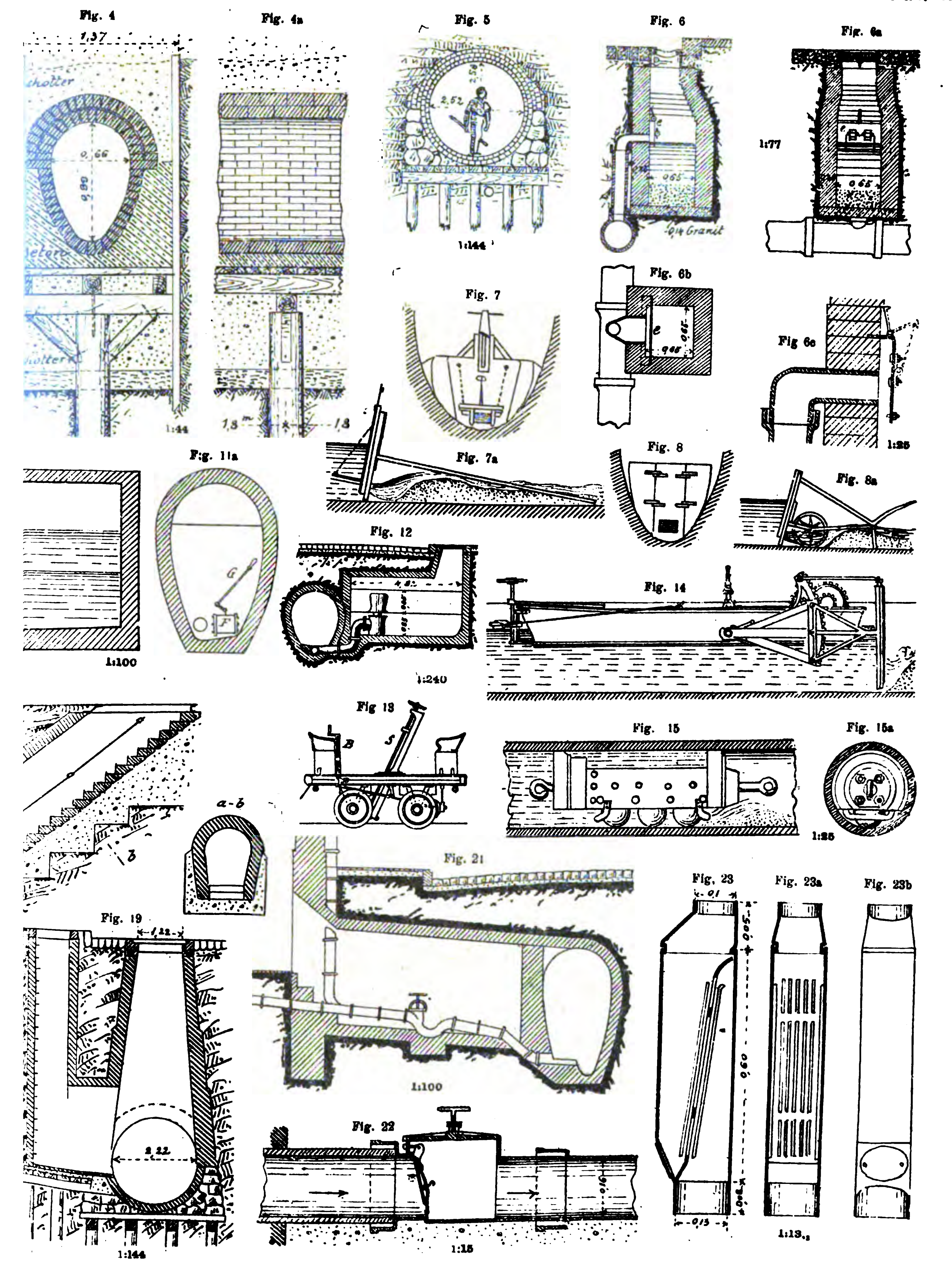
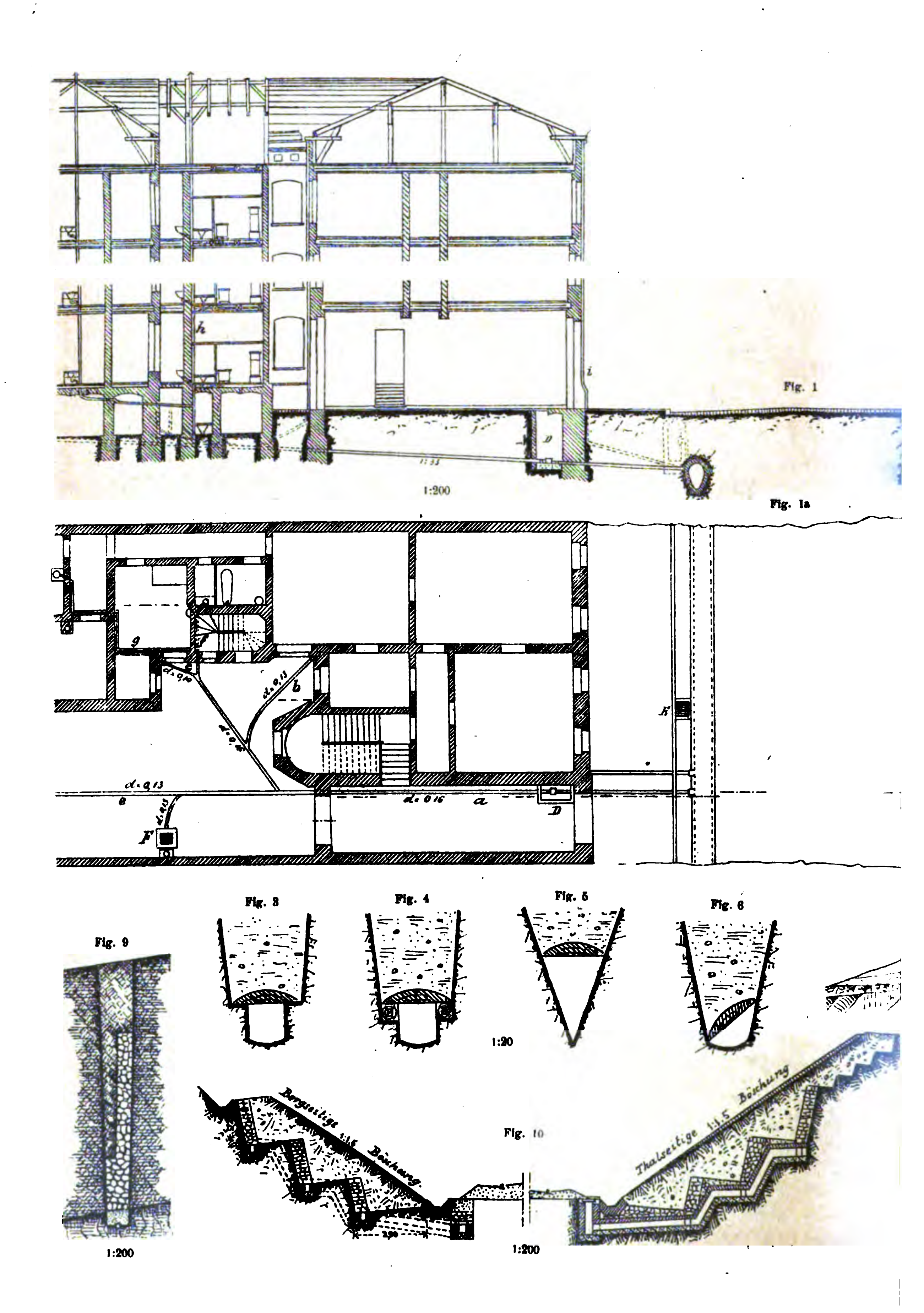
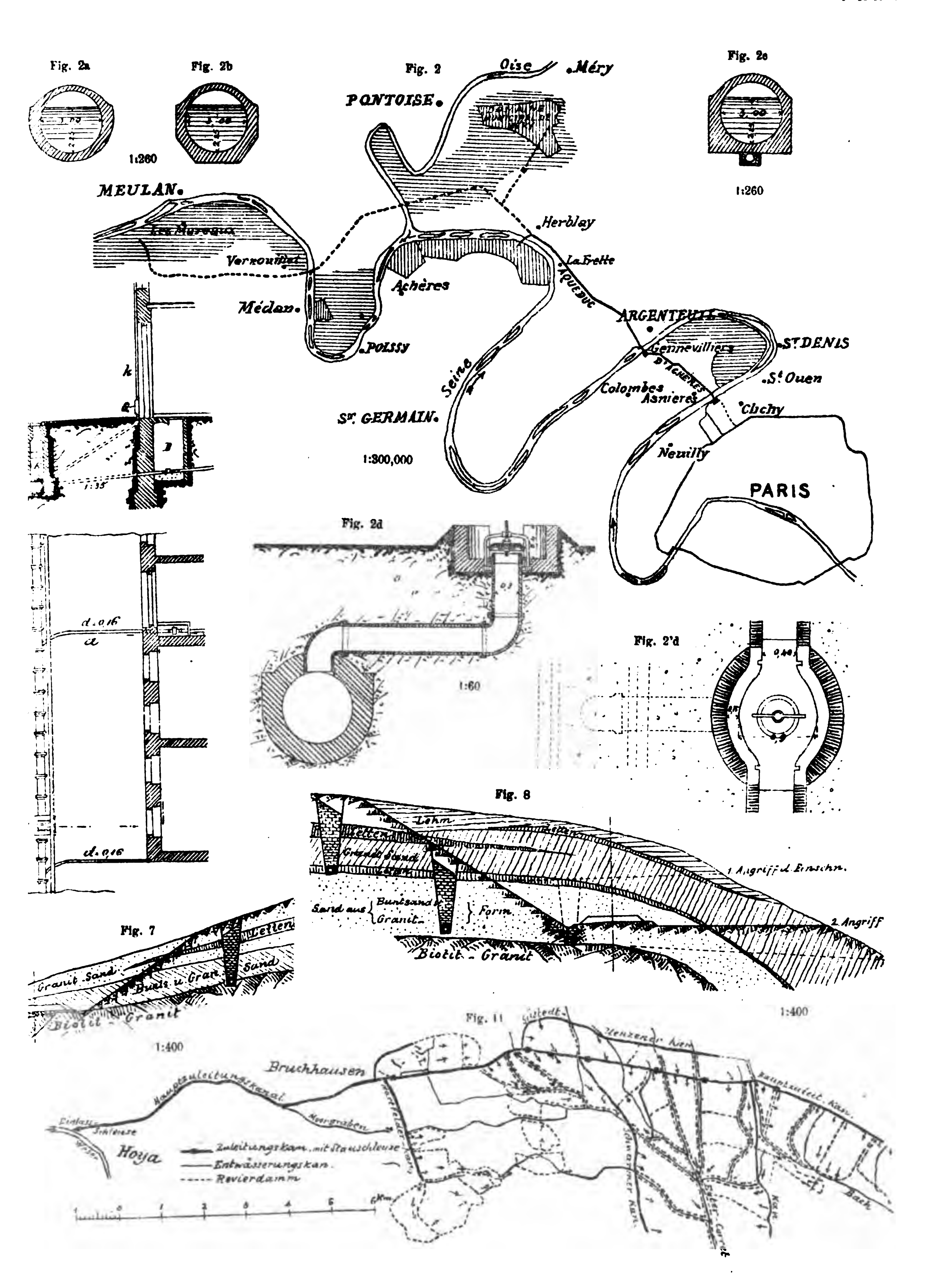


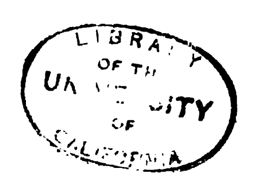
Fig. 1
0,84
1:40
Fig. 2
3,65
Beton No 1
Bet. No 2
1:150
Fig. 3
9,0 m
1:150
Fig. 3a
5,0 m
Beton No 1
Beton No 2
1:150
Fig. 9
1:50
Fig. 9a
Fig. 10
Fig. 10a
Fig. 11
Fig. 16
0,55
0,95
Fig. 18
1,22
2,75
1:150
Fig. 16b
0,556
Fig. 16c
1:25
Fig. 17
Fig. 16a
1:50
Fig. 20
1:150

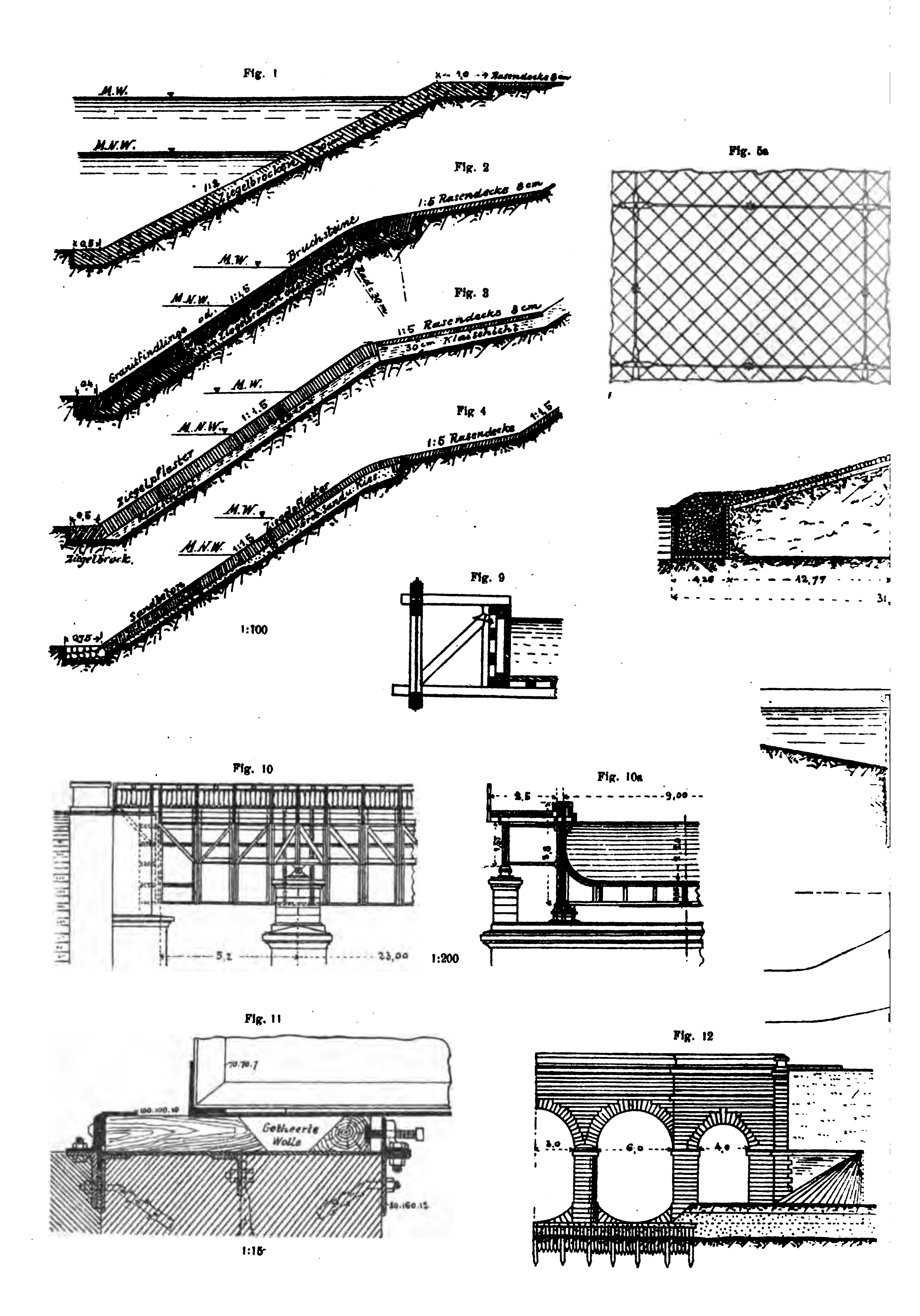

Fig. 4
1,37
Schotter
0,66
0,90
Beton
Schotter
1:44
Fig. 4a
1,8
1,8
Fig. 5
2,52
2,58
1:144
Fig. 6
0,65
0,14 Granit
Fig. 6a
1:77
0,65
Fig. 6b
e
0,65
0,65
Fig. 6c
1:25
Fig. 7
Fig. 7a
Fig. 8
Fig. 8a
Fig. 11a
G
F
1:100
Fig. 12
1:240
Fig. 14
Fig 13
B
S
Fig. 15
Fig. 15a
1:25
a-b
b
Fig. 19
1,22
2,22
1:144
Fig. 21
1:100
Fig. 22
1:15
Fig. 23
0,1
0,13
0,60
Fig. 23a
Fig. 23b
1:13,3

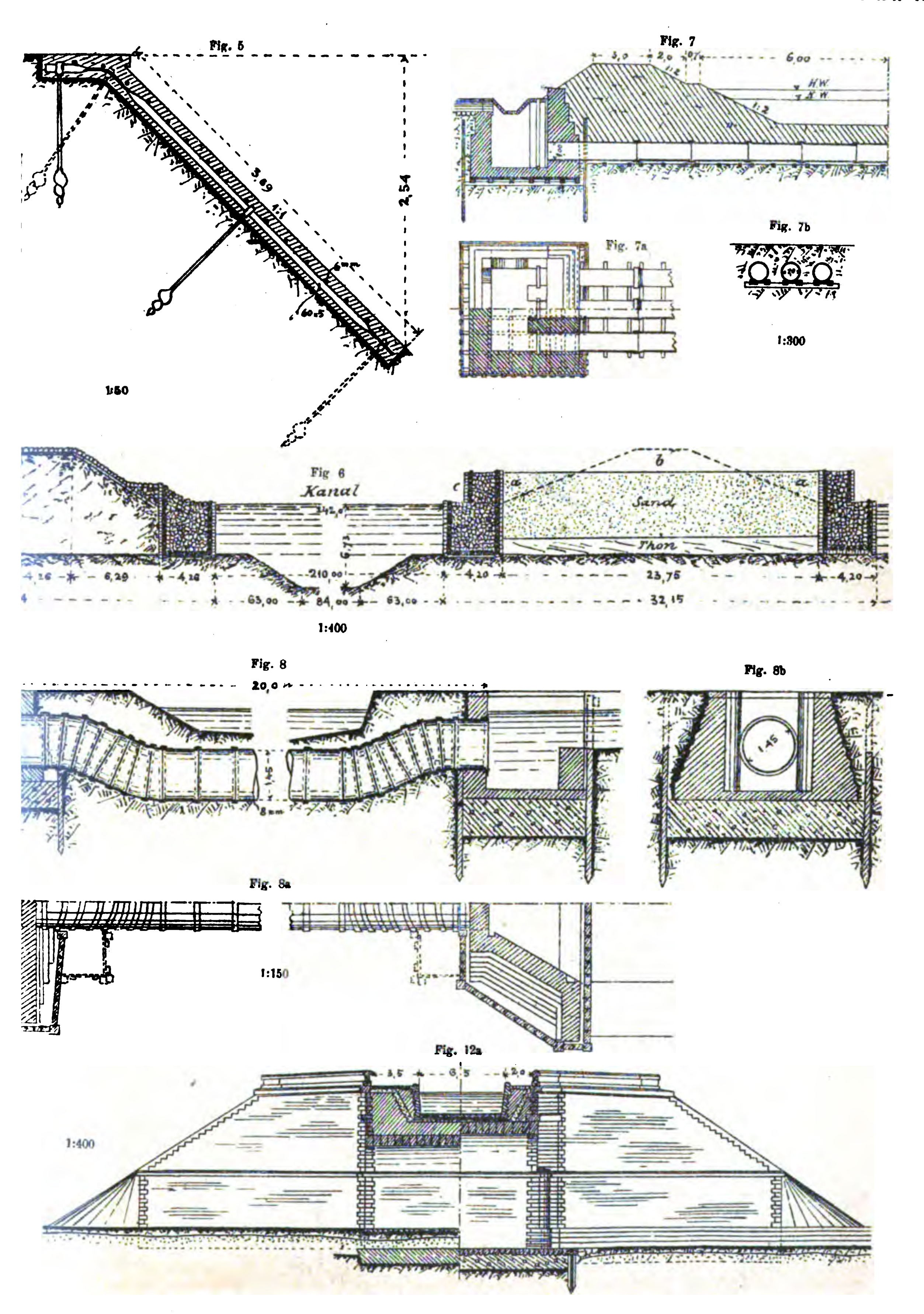

Fig. 1
1:200
h
i
D
Fig. 1a
g
b
d = 0,13
d = 0,16
a
D
e
F
K
Fig. 3
Fig. 4
Fig. 5
Fig. 6
1:20
Fig. 9
1:200
Fig. 10
Bergseitige 1:1,5 Böschung
Thalseitige 1:1,5 Böschung
1:200


Fig. 2a
Fig. 2b
1:260
Fig. 2
Oise
Méry
PONTOISE
Fig. 2c
1:260
MEULAN
Herblay
Verneuil
La Frette
Achères
Médan
ARGENTEUIL
Gennevilliers
ST. DENIS
POISSY
Seine
Colombes
Asnières
St. Ouen
Clichy
St. GERMAIN
1:300,000
Neuilly
PARIS
k
1:35
Fig. 2d
1:60
d. 0,16
Fig. 2'd
Fig. 8
Lehm
Letten
Sand aus
Buntsand
Granit
Form
1. Angriff d. Einschn.
2. Angriff
Biotit - Granit
Fig. 7
Letten
Granit Sand
Sand
Biotit - Granit
1:400
1:400
Fig. 11
Bruchhausen
Hauptzuleitungskanal
Hoya
Schleuse
Zuleitungskan. mit Stauschleuse
Entwässerungskan.
Revierdamm
Bach


UNIVERSITY
OF




Fig. 1
M.W.
M.N.W.
Ziegelbrocken
Rasendecke 8 cm
Fig. 2
1:5 Rasendecke 8 cm
Bruchsteine
M.W.
M.N.W.
1:4,5
Granitfindlinge od.
Fig. 3
1:5 Rasendecke 8 cm
30 cm Kiesschicht
M.W.
M.N.W.
1:4,5
Ziegelpflaster
Ziegelbrock.
Fig 4
1:5 Rasendecke
1:4,5
M.W.
M.N.W.
1:4,5
Ziegelpflaster
Sandbeton
1:100
Fig. 5a
4,26
12,77
Fig. 9
Fig. 10
5,2
23,00
1:200
Fig. 10a
2,5
9,00
Fig. 11
70.70.7
100.100.10
Getheerte Wolle
1:15
Fig. 12
3,0
6,0
4,0


Fig. 5
3,69
1:1
2,54
1:50
Fig. 7
6,00
H.W.
1:2
Fig. 7a
Fig. 7b
1:300
Fig 6
Kanal
b
a
c
Sand
Thon
4,16
6,29
4,16
210,00
4,20
23,75
4,20
65,00
84,00
63,00
32,15
1:400
Fig. 8
20,0
1,45
Fig. 8b
1,45
Fig. 8a
1:150
Fig. 12a
3,5
6,5
2,0
1:400


132942
FC145

